

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКА НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА**

Є. Г. Стоянов

КОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

Конспект лекцій

(для студентів 2-4 курсів денної форми навчання
напрямку підготовки 6.060102 «Архітектура»)

ХАРКІВ ХНАМГ 2007

Стоянов Є. Г. Конспект лекцій до вивчення дисципліни «Конструкції будівель і споруд» (для студентів 2-4 курсів денної форми навчання напрямку підготовки 6.060102 «Архітектура») / Є. Г. Стоянов; Харк. нац. акад. міськ. госп-ва. – Х.: ХНАМГ, 2007. – 65 с.

Автор: Є. Г. Стоянов

Рецензент: О. М. Шаповалов

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол № 9 від 12.02.2007 р.

ЗМІСТ

	Стор.
Вступ	4
Розділ 1. Граничні стани будівельних конструкцій. Навантаження і впливи.....	5
Розділ 2. Сутність залізобетону. Призначення арматури. Класи бетону і арматури. Арматурні вироби. Нормативні й розрахункові опори бетону і арматури	7
Розділ 3. Згинальні залізобетонні елементи. Міцність нормальних і похилих перерізів елементів прямокутного профілю. Особливості розрахунку таврових перерізів	10
Розділ 4. Стиснуті й розтягнуті елементи. Розрахунок міцності умовно стиснутих і розтягнутих елементів. Позацентровий стиск. Конструктивні особливості.....	17
Розділ 5. Попередньо напружені залізобетонні конструкції. Призначення, переваги, недоліки. Принципи конструювання	21
Розділ 6. Металеві конструкції. Типи сталей. Сортамент металопрокату. Нормативні й розрахункові опори. Розрахунки на розтягання, стиск і згин.....	24
Розділ 7. З'єднання металевих конструкцій. Розрахунки зварних і болтових з'єднань.....	27
Розділ 8. Принципи розрахунку будівельних конструкцій за другою групою граничних станів	31
Розділ 9. Перекриття будівель. Плоскі залізобетонні перекриття. Металева балочна клітка.. ..	34
Розділ 10. Фундаменти під будівлі й споруди. Принципи розрахунку і конструювання.....	42
Розділ 11. Одноповерхові промислові будівлі із залізобетонним і сталевим каркасом. Загальні принципи проектування	46
Розділ 12. Багатоповерхові промислові й цивільні будинки. Конструктивні схеми. Навантаження. Принципи розрахунку	49
Розділ 13. Великопролітні покриття будівель і споруд. Типи й конструктивні особливості оболонок покриттів. Висячі покриття	52
Розділ 14. Інженерні споруди, принципи їх розрахунку і конструювання	55
Список літератури	61
Додатки	62

ВСТУП

Дисципліна «Конструкції будівель і споруд» викладається студентам 3 курсу, які навчаються за спеціальністю «Містобудування», спеціалізації «Архітектура».

Загальний обсяг вивчення дисципліни – 144 години (4 кредити).

Дисципліну вивчають за двома модулями в двох навчальних семестрах. У модулі 1 вивчають теоретичні основи проектування окремих елементів залізобетонних і металевих конструкцій, в модулі 2 - основи конструювання промислових і цивільних будівель та інженерних споруд в цілому.

Вивчення дисципліни базується на знанні дисциплін, що передували даній дисципліні: теоретичної і будівельної механіки, будівельних матеріалів, архітектури будівель.

У результаті вивчення дисципліни «Конструкції будівель і споруд» студенти зможуть пропонувати конструктивні схеми будівель залежно від їх призначення і вести практичні розрахунки елементів будівель і споруд.

Розділ 1. Граничні стани будівельних конструкцій. Навантаження і впливи

Всі види будівельних конструкцій розраховують за методом граничних станів. Під граничним станом розуміють такий стан конструкції, після досягнення якого подальша експлуатація стає неможливою внаслідок втрати здатності протидіяти зовнішнім навантаженням або одержання неприпустимих переміщень чи місцевих пошкоджень.

Існує дві групи граничних станів: I – за несучою здатністю; II – за придатністю до нормальної експлуатації.

Розрахунок по першій групі виконують для запобігання руйнуванню або утраті стійкості.

Розрахунок по другій групі граничних станів проводять для недопущення розвитку надмірних деформацій, появи тріщин, обмеження ширини розкриття тріщин.

Відповідно до розглянутого методу всі типи навантажень поділяються на постійні, тимчасові й епізодичні.

До постійних навантажень відносяться: власна вага споруд, вага і тиск ґрунту; до тимчасових навантажень належать: вага технологічного обладнання, тиск рідини, газів і сипучого матеріалу, навантаження від людей і істот, вітрові й снігові навантаження, навантаження від мостових і підвісних кранів і т. ін.

Залежно від тривалості навантаження підрозділяються на тривалі й короточасні.

До епізодичних навантажень відносяться сейсмічні й вибухові навантаження, а також впливи, пов'язані з деформаціями землі (карстові явища, осідання ґрунту).

Усі типи навантажень вводять в розрахунок в певному сполученні. Існує два види сполучень: основне і аварійне. В основне входять постійні й тимчасові

навантаження, в аварійне - постійні, тимчасові й одне з аварійних навантажень.

Усі навантаження мають характеристичні розрахункові значення. Характеристичне значення навантаження – це навантаження, що встановлене за результатами багатопланового аналізу його значення або за паспортними даними, або за геометричними розмірами, або за наведеними в нормах значеннями.

Розрахункові значення навантажень визначаються підвищенням характеристичних значень на величину коефіцієнта надійності по навантаженню γ_f :

$$Q = \gamma_f Q_{\text{хар}} \cdot$$

Величина коефіцієнта γ_f залежить від типу навантаження і тривалості його дії ($\gamma_f = 0.24 \dots 1.55$).

Розділ 2. Сутність залізобетону. Призначення арматури. Класи бетону і арматури. Арматурні вироби. Нормативні й розрахункові опори бетону і арматури

Залізобетон складається з бетону і сталевий арматури, які працюють разом завдяки надійному зчепленню між арматурою і бетоном.

Найчастіше арматура сприймає розтягуючі зусилля, а бетон – стискаючі. У стиснутих елементах арматура працює на стиск разом з бетоном.

Основні переваги залізобетону: велика міцність, довговічність, вогнестійкість, відносна економічна перевага.

До його недоліків слід віднести значну середню щільність, високу тепло- і звукопровідність, можливість тріщиноутворення.

Бетон є основним складовим елементом залізобетонної конструкції.

У нормативних документах і проектній практиці використовують важкі бетони на щільних заповнювачах з величиною $\rho = 20 \dots 25 \text{ кН/м}^3$ і легкі бетони середньої щільності $\rho = 5 \dots 18 \text{ кН/м}^3$.

Міцність бетонів залежить від багатьох факторів: марки і виду цементу, водоцементного відношення, виду й міцності заповнювачів, умов виготовлення.

У нормативних документах України основні характеристики міцності бетонів описуються показниками якості бетону, до яких відносяться: клас бетону за міцністю на стиск B і клас бетону за міцністю на розтяг B_t . За міцністю на осьовий стиск встановлені такі класи важких бетонів: $B3.5$; $B5$; $B7.5$; $B10$; $B12.5$; $B15$; $B20$; $B25$; $B30$; $B35$; $B40$; $B45$; $B50$; $B55$; $B60$. Під класом бетону розуміється міцнісна характеристика, одержана при стиску зразків розміром $15 \times 15 \times 15 \text{ см}$, витриманих у нормальних умовах і випробуваних у віці 28 діб із ступенем надійності результату 95%.

Арматура призначена для сприймання напружень розтягання або для зміцнення стиснутого бетону.

Арматуру підрозділяють за функціональним призначенням, технологією виготовлення, профілем поверхні.

За призначенням арматуру розділяють на робочу, що встановлюється за розрахунком; конструктивну, що сприймає усадочні деформації і сприяє рівномірному розподілу зусиль, і монтажну, що забезпечує проектне положення робочої арматури й об'єднує робочу арматуру в сітки і каркаси.

За технологією виготовлення арматуру розділяють на гарячекатану стержньову і холоднотягнуту дровову.

За профілем поверхні арматура може бути гладкою або періодичного профілю.

У нормативних документах України арматурна сталь підрозділяється на класи. Гарячекатана арматура має позначку «А», холоднотягнута дровова – позначення «В» («В_р» означає, що дріт має періодичний профіль).

Для попередньо напружених залізобетонних конструкцій використовують канатну арматуру типів К-7, К-19.

З метою індустріалізації і скорочення термінів будівництва залізобетонні конструкції армують не окремими стержнями, а укрупненими арматурними елементами – сітками і плоскими або просторовими каркасами (рис.2.1).

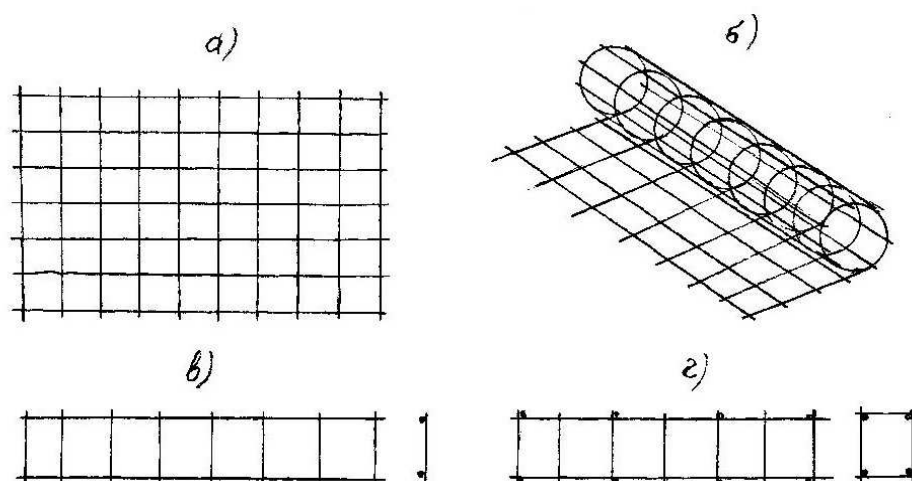


Рис.2.1 – Арматурні сітки і каркаси:

а – плоска зварена сітка; *б* – зварена рулонна сітка;
в – плоский каркас; *г* – просторовий каркас

У методі розрахунку за граничними станами важливе значення мають дані міцнісних характеристик матеріалів (бетону і арматури).

Міцнісні характеристики поділяються на нормативні й розрахункові.

Нормативні характеристики встановлюють на підставі серії дослідів стандартних кубів (для бетону) і стержнів (для арматури). Нормативні характеристики бетонів – це нормативний опір бетону на стиск $R_{b \text{ ser}}$ і нормативний опір бетону на розтяг $R_{bt \text{ ser}}$.

Нормативна характеристика арматури – це нормативний опір арматури на розтяг $R_{s \text{ ser}}$, нормативний опір арматури на стиск $R_{sc \text{ ser}}$ і нормативний опір арматури при дії поперечної сили $R_{sw \text{ ser}}$.

Розрахункові опори бетону і арматури знаходять за формулами:

- розрахунковий опір бетону на стиск $R_b = R_{b \text{ ser}}/\gamma_{bc}$,
- розрахунковий опір бетону на розтяг $R_{bt} = R_{bt \text{ ser}}/\gamma_{bt}$,
- розрахунковий опір арматури на розтяг $R_s = R_{s \text{ ser}}/\gamma_s$,
- розрахунковий опір арматури на стиск $R_{sc} = R_{sc \text{ ser}}/\gamma_s$,
- розрахунковий опір $R_{sw} = R_{sw \text{ ser}}/\gamma_s$.

У цих формулах коефіцієнти надійності по матеріалу дорівнюють:

$$\gamma_{bc} = 1.3 ; \gamma_{bt} = 1.5 ; \gamma_s = 1.05 \dots 1.1.$$

Розділ 3. Згинальні залізобетонні елементи. Міцність нормальних і похилих перерізів елементів прямокутного профілю. Особливості розрахунку таврових перерізів

Розглянемо роботу простої залізобетонної балки на двох шарнірних опорах під впливом зовнішнього навантаження. У міру зростання навантаження в балці з'являються нормальні тріщини, розташовані в середній частині балки, і похилі, розташовані ближче до опор. При наближенні навантаження до граничного балка може руйнуватися або за нормальними перерізами, або за похилими (рис.3.1).

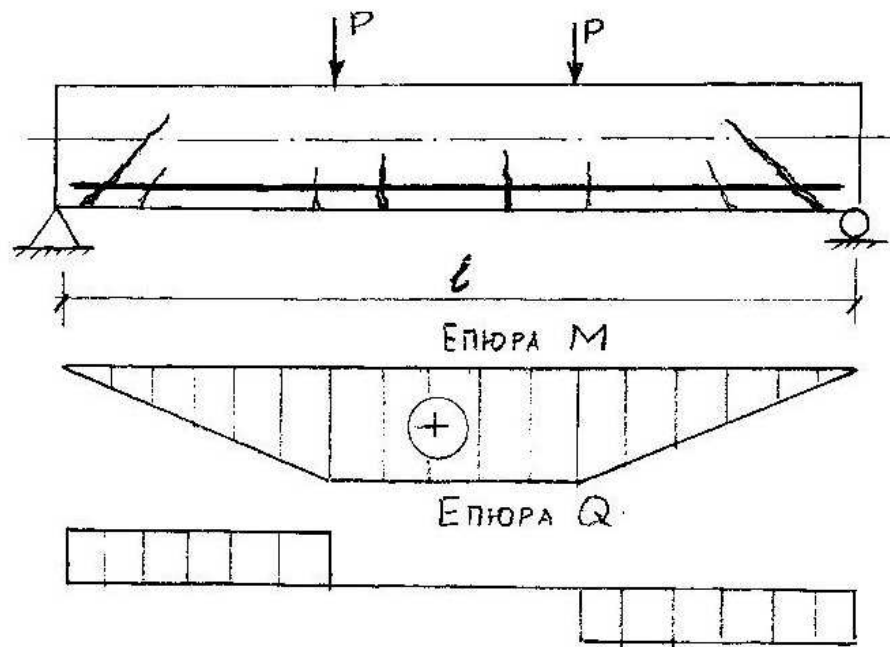


Рис.3.1 – Епюри зусиль M і Q . Можливі форми руйнування балки за нормальними чи похилими перерізами

Руйнування по нормальних перерізах відбувається від дії згинальних моментів M , а руйнування по похилих перерізах – від дії поперечних сил Q .

Розрахункова схема внутрішніх зусиль у перерізі балки показана на рис.3.2.

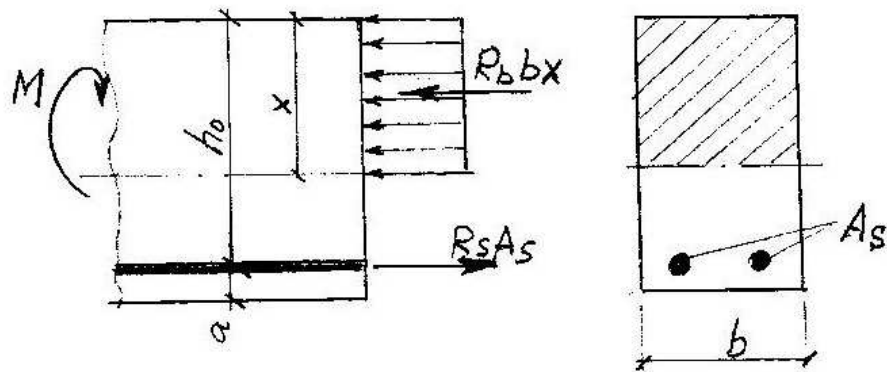


Рис.3.2 – Схема внутрішніх зусиль в нормальному перерізі

Умову міцності для нормального перерізу балки запишемо у вигляді

$$\Sigma M = 0: \quad M = R_b b x (h_0 - 0,5x) , \quad (3.1)$$

або
$$M = R_s A_s (h_0 - 0.5x) . \quad (3.2)$$

Висоту стиснутої зони визначаємо з рівняння

$$\Sigma X = 0: \quad R_s A_s = R_b b x , \quad (3.3)$$

звідки
$$x = R_s A_s / R_b b . \quad (3.4)$$

Для підбору арматури користуються табличним способом. Сутність його полягає в наступному. При заданому зовнішньому моменті M і параметрах перерізу b і h визначають коефіцієнт α_m :

$$\alpha_m = M / R_b b h_0^2 . \quad (3.5)$$

За цим коефіцієнтом з таблиці додатку IV визначають допоміжні коефіцієнти ϵ і ζ . Значення розрахункової площі арматури знаходять за формулою

$$A_s = M / \zeta R_s h_0 . \quad (3.6)$$

Користуючись сортаментом арматури (додаток III), підбирають конкретну арматуру (кількість стержнів та їх діаметри).

Елементи таврового профілю широко застосовують у практиці будівництва. Таврові перерізи економічніші прямокутних, тому що площа стиснутого бетону при наявності стиснутої полиці збільшується, а непрацюючого розтягнутого бетону зменшується.

При розрахунку таврових перерізів розрізняють два характерних випадки, пов'язані з положенням нейтральної осі, що може бути розташована в полиці або в ребрі. Для визначення випадку розрахунку використовують величину несучої здатності полиці M_f :

$$M_f = R_b b_f h_f (h_0 - 0.5 h_f). \quad (3.7)$$

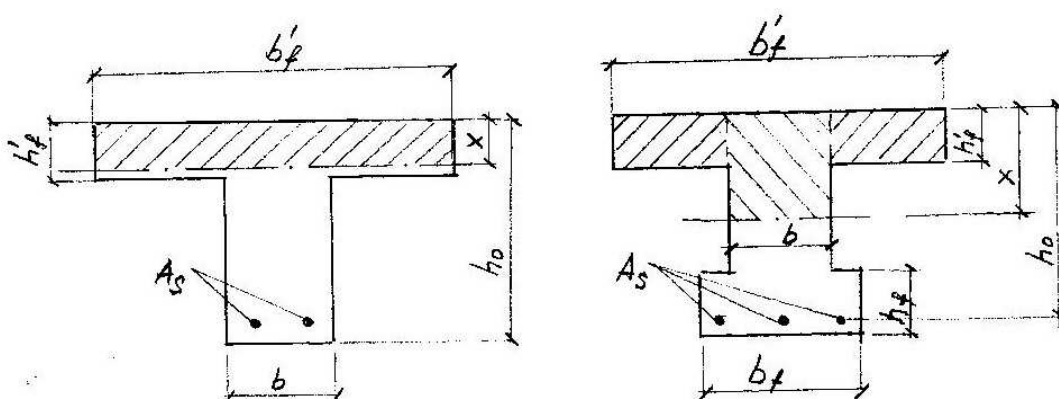


Рис.3.3 – Таврові (двотаврові) перерізи. Випадки розташування нейтральної осі

Якщо $M_f > M$, де M – зовнішній момент, нейтральна вісь проходить у полиці, і розрахунок виконують як для прямокутного перерізу шириною b_f' . Якщо $M_f < M$, то нейтральна вісь опускається в ребро, і розрахунок виконують з урахуванням роботи окремо ребра й окремо полиць.

Розрахунок армування для таврових перерізів виконують в такій послідовності:

- 1) визначають розташування нейтральної осі за формулою (3.7);

2) якщо нейтральна вісь проходить у полиці, то обчислюють параметр α_m за (3.5) і табличні коефіцієнти ϵ і ζ ;

3) обчислюють площу арматури A_s :

$$A_s = M / \zeta R_s h_0 ;$$

4) якщо нейтральна вісь проходить у ребрі, тоді спочатку визначають величину моменту, що сприймають звіси полиці:

$$M_{f1} = R_b (b_f - b) h_f (h_0 - 0.5 h_f) ; \quad (3.8)$$

5) за цим моментом обчислюють частину робочої арматури A_{s1} :

$$A_{s1} = M_{f1} / R_s (h_0 - 0.5 h_f) ; \quad (3.9)$$

6) визначають другу частину арматури, що відповідає роботі ребра:

$$\alpha_m = (M - M_{f1}) / R_b b h_0^2 ; \quad A_{s2} = (M - M_{f1}) / \zeta R_s h_0 ; \quad (3.10)$$

7) визначають загальну площу арматури:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} .$$

Руйнування по похилих перерізах відбувається від дії поперечних сил.

Умову міцності похилого перерізу на дію поперечної сили виводять з правил рівноваги приопорної частини залізобетонного елемента, відсіченого похилою тріщиною. Міцність похилого перерізу вважається забезпеченою, якщо поперечна сила від зовнішніх навантажень менше поперечної сили, що сприймається похилим перерізом:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s, inc} , \quad (3.11)$$

де Q – рівнодіюча зовнішніх навантажень;

Q_b – поперечне зусилля, що сприймається бетоном стиснутої зони в похилому перерізі;

Q_{sw} , $Q_{s, inc}$ – поперечні сили, що сприймаються хомутами і відгинами.

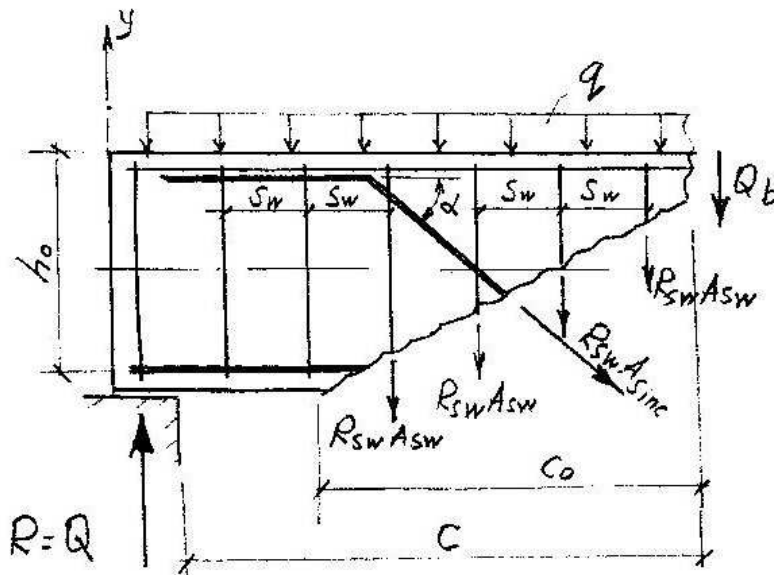


Рис.3.4 – Схема внутрішніх зусиль у похилому перерізі

Величину Q_b визначають як

$$Q_b = 2R_{bt}bh_0^2 / c , \quad (3.12)$$

де довжина проекції найбільшої похилої тріщини по бетону c визначається за формулою

$$c = \sqrt{(2R_{BT}bh_0^2) / g} , \quad (3.13)$$

де q – зовнішнє рівномірно-розподілене навантаження.

Для зосереджених сил c приймають рівним відстані від опори до першої зосередженої сили, але не менше h_0 .

Величину Q_{sw} обчислюють за формулою

$$Q_{sw} = q_{sw}c_0 , \quad (3.14)$$

де q_{sw} – зусилля в хомутах на одиницю довжини s :

$$q_{sw} = R_{sw}A_{sw} / s . \quad (3.15)$$

c_0 знаходять за формулою

$$c = \sqrt{(2R_{BT}bh_0^2) / g_{sw}} , \quad (3.16)$$

При цьому вводять обмеження $h_0 \leq c_0 \leq 2h_0$.

При обчисленні Q_b аналізують мінімальне значення, при якому сам бетон може сприймати зовнішню поперечну силу без хомутів:

$$Q_{b \min} = 0.6 R_{bt} b h_0. \quad (3.17)$$

Величину поперечної сили, що сприймається відгинами, знаходять за формулою

$$Q_{s, inc} = \Sigma R_{sw, inc} A_{sw, inc} \sin \alpha. \quad (3.18)$$

У практичному розрахунку поперечне армування для більшості конструкцій обмежується тільки хомутами. В цьому випадку додержуються такої послідовності розрахунку:

1) попередньо приймають діаметр, клас поперечної арматури і кількість хомутів в перерізі залежно від прийнятої раніше поздовжньої арматури ($\emptyset_{хом} \geq \emptyset_{позд}/4$);

2) приймають крок хомутів згідно з рекомендаціями:

$$s_w \leq h/2, \quad s_w \leq 150 \text{ мм}, \quad \text{якщо } h \leq 450 \text{ мм};$$

$$s_w \leq h/3, \quad s_w \leq 500 \text{ мм}, \quad \text{якщо } h > 450 \text{ мм};$$

3) визначають несучу здатність бетону, як більшу з величин

$$Q_b = Q/2, \quad Q_b = 0.6 R_{bt} b h_0.$$

Якщо $Q_b \geq Q$, то розрахунок закінчений, хомути за розрахунком не потрібні.

Якщо $Q_b < Q$, то далі

4) знаходять величину

$$q_{sw} = A_{sw} R_{sw} / s_w$$

і перевіряють умову:

$$q_{sw} \geq 0.6 R_{bt} b / 2;$$

якщо умова не виконується, приймають більший діаметр хомутів або зменшують крок хомутів s_w ;

5) визначають величину c_0 за формулою (3.16);

6) визначають несучу здатність хомутів за (3.14) і сумарну несучу здатність перерізу

$$Q_{\text{sect}} = Q_b + Q_{\text{sw}} \geq Q.$$

Якщо несуча здатність перерізу недостатня, повертаються до п.4 для збільшення поперечного армування і відповідно величини q_{sw} .

Розділ 4. Стиснуті й розтягнуті елементи. Розрахунок міцності умовно стиснутих і розтягнутих елементів. Позацентровий стиск. Конструктивні особливості

До стиснутих елементів відносяться колони, стояки рам, верхні пояси й стояки ферм. У більшості випадків стиснуті елементи сприймають вплив поздовжньої сили N і згинального моменту M . У даному випадку маємо позацентровий стиск з ексцентриситетом $e_0 = M/N$. Якщо момент M відсутній, а діє лише сила N , то в цьому випадку маємо умовно центрально стиснутий елемент з випадковим ексцентриситетом e_a . Величину випадкового ексцентриситету приймають рівною більшому із значень: $1/600$ довжини елемента, $1/30$ висоти перерізу елемента h , або 1 см. Якщо розрахункова довжина елемента $l_0 \leq 20h$, величиною випадкового ексцентриситету нехтують. Для цього випадку (рис.4.1) умова міцності

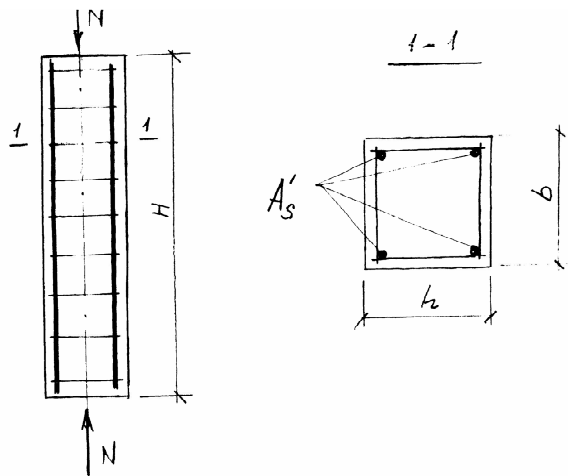


Рис.4.1 – Умовно центрально стиснутий елемент

$$N = \varphi (R_b b h + R_{sc} A_s'), \quad (4.1)$$

де N – розрахункова поздовжня сила;

$b h$ – площа бетону;

A_s' – площа перерізу стиснутої арматури;

φ – коефіцієнт поздовжнього вигину, що залежить від гнучкості елемента

$\lambda = l_0 / h$:

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b) R_{sc} A_s' / R_b b h \leq \varphi_r, \quad (4.2)$$

де значення ϕ_b і ϕ_r наведені в табл. 4.1.

Таблиця 4.1

Гнучкість $\lambda=l_0/h$	Значення ϕ_b для			Значення ϕ_r для		
	$N_l/N=0$	0.5	1.0	$N_l/N=0$	0.5	1.0
6	0.93	0.92	0.92	0.93	0.92	0.92
8	0.92	0.91	0.9	0.92	0.91	0.91
10	0.91	0.9	0.89	0.91	0.91	0.9
12	0.9	0.88	0.86	0.9	0.9	0.88
14	0.89	0.85	0.81	0.89	0.87	0.86
16	0.86	0.8	0.74	0.87	0.84	0.82
18	0.83	0.73	0.63	0.84	0.8	0.77
20	0.8	0.65	0.55	0.81	0.75	0.7

У таблиці прийняті такі позначення: N – повне розрахункове навантаження, N_l – навантаження тривалої дії, l_0 – розрахункова довжина елемента. Для збірних конструкцій приймають $l_0 = H$, для монолітних $l_0 = 0.7H$, де H – висота поверху. Послідовність розрахунку необхідного армування:

- 1) в першому наближенні задають $\phi = 1$ і визначають $A_s' = (N - R_b b h) / R_{sc}$;
- 2) визначають ϕ за (4.2);
- 3) уточнюють значення A_s' :

$$A_s' = (N / \phi - R_b b h) / R_{sc} \quad . \quad (4.3)$$

При наявності розрахункових значень M і N методика розрахунку стиснутих елементів змінюється. Залежно від величини ексцентриситету прикладання поздовжньої сили розрізняють два випадки руйнування позacentрового стиснутих елементів. При великих ексцентриситетах (випадок 1) руйнування починається з розтягнутої зони. При малих ексцентриситетах (випадок 2) стискаюча сила знаходиться недалеко від центру ваги перерізу, і більша частина перерізу стиснута. Руйнування елемента настає внаслідок вичерпання несучої здатності стиснутої зони бетону і стиснутої арматури (рис.4.2).

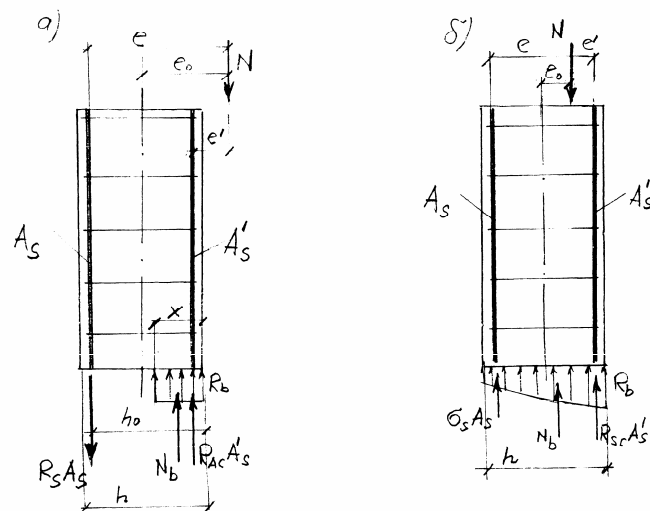


Рис.4.2 – Схема зусиль у позацентрово стиснутому елементі:

a – випадок великих ексцентриситетів;
б – випадок малих ексцентриситетів

Розрахунок міцності розтягнутих елементів (рис.4.3) полягає у визначенні необхідної кількості арматури в припущенні, що розтягнутий бетон не працює. Для цього випадку несуча здатність перерізу $N_{sect} = R_s A_s$, а необхідна кількість арматури

$$A_s = N / R_s. \quad (4.4)$$

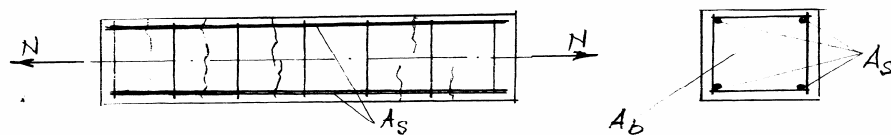


Рис.4.3 – Центральню розтягнутий елемент

При конструюванні стиснутих елементів дотримуються таких конструктивних вимог:

Колони армують поздовжніми стержнями діаметром 12...40 мм; для збірних конструкцій мінімальний діаметр арматури 16 мм. Клас арматури А300с, А400с. Поперечну арматуру приймають із сталі класу А240с, В_p-1. Діаметр

поперечної арматури - не менше 5 мм. Мінімальний захисний шар бетону приймають не менше 20 мм. Оптимальне армування колон $\mu = 1 \dots 2\%$ від площі перерізу бетону.

Крок поперечної арматури $s_w \leq 10\varnothing_{\text{позд.}}$ і $s_w \leq 300$ мм.

Розділ 5. Попередньо напружені залізобетонні конструкції.

Призначення, переваги, недоліки. Принципи конструювання

Попередньо напружені – це такі залізобетонні конструкції, в яких під час виготовлення створюються штучні напруження стиску в бетоні і розтягання в арматурі.

Головна перевага попередньо напружених конструкцій – висока тріщиностійкість і жорсткість, завдяки чому раціонально використовуються високоміцні сталі й бетони, що скорочує витрати арматури на 30...70 %. Витрати бетону зменшуються завдяки можливості використання раціональних поперечних перерізів.

Попередньо напружені залізобетонні конструкції мають більшу стійкість проти корозії і більшу витривалість. Вони дозволяють приймати підвищені прольоти конструкцій.

До недоліків слід віднести трудомісткість виготовлення, необхідність спеціального обладнання, потребу у висококваліфікованих працівниках.

Попередньо напружені конструкції виготовляються з натягуванням арматури на упори до бетонування або на бетон після його твердіння.

Існує три основні способи натягування арматури: механічний, електротермічний і фізико-хімічний.

Величину попереднього напруження арматури σ_0 , що контролюється на початку виготовлення конструкції, приймають $(0.3...0.9)R_{s\text{ сер}}$.

Початкові напруження з часом зменшуються в результаті появи втрат, що залежать від багатьох факторів (усадки бетону, деформації анкерних пристроїв, тертя арматури в стінках каналів, температурного перепаду, тощо). Загальна величина втрат може бути 30...40 % від початкових напружень.

Розрахунок міцності попередньо напружених елементів виконують за загальними формулами, що використовуються для розрахунку елементів без попереднього напруження.

Для попередньо напружених конструкцій, як правило, виконують розрахунки за другою групою граничних станів:

- розрахунки на утворення тріщин;
- розрахунки величини розкриття тріщин в разі їх утворення;
- розрахунки деформацій.

Для конструювання попередньо напружених елементів вибирають арматурні сталі залежно від типу конструкції, класу бетону, характеру зусиль, умов виготовлення.

Клас бетону назначають в залежності від типу конструкції.

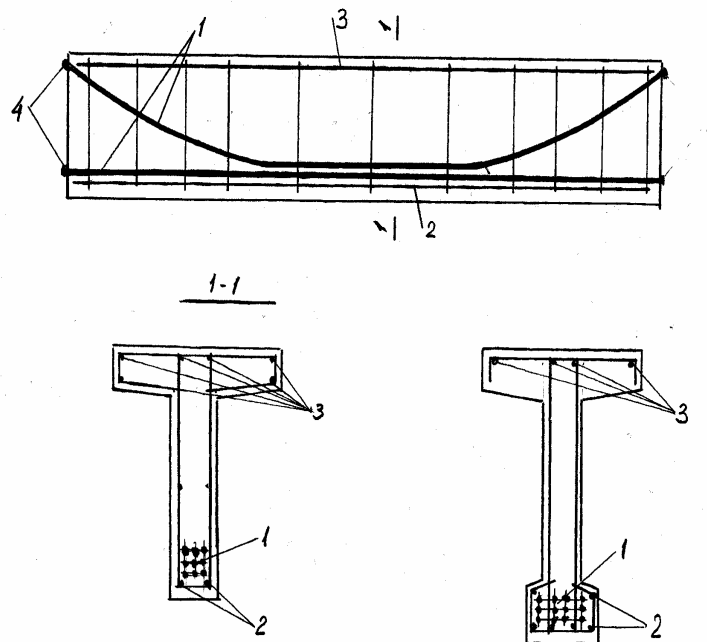


Рис.5.1 – Розташування попередньо напруженої арматури в перерізі балки:

- 1 – попередньо напружена арматура A_{sp} ;
- 2,3 – конструктивна ненапружена арматура A_s ;
- 4 – анкерні пристрої

При армуванні елементів дротовою арматурою класу B_p-II використовують бетон класу не нижче B25, при використанні арматури класів A800, A1000, K-7 – відповідно клас бетону не нижче B30.

Для надійного закріплення арматури в бетоні арматурні елементи повинні мати на кінцях спеціальні анкерні пристрої.

Напружена арматура використовується у вигляді арматурних пучків, які збирають з окремих дротів, у вигляді окремих стержнів або канатів з анкерними пристроями на кінцях.

У попередньо напружених конструкціях разом з розрахунковою напруженою арматурою A_{sp} встановлюють також ненапружену конструктивну арматуру A_s , яка утворює захисний контур для напруженої арматури. Характерне розташування арматури в залізобетонних попередньо напружених елементах показано на рис.5.1.

Розділ 6. Металеві конструкції. Типи сталей. Сортамент металопрокату. Нормативні й розрахункові опори. Розрахунок елементів на розтягання, стиск і згин

Основний склад сталі – залізо і вуглець (0.1...0.2%).

Сталі для будівельних конструкцій розподіляються:

- а) за складом – на маловуглецеві й низьколеговані; як легуючі добавки використовують кремній, марганець, нікель, мідь, молібден, ванадій;
- б) за способом виготовлення – кипляча (кп), спокійна (сп), напівспокійна (пс).

Залежно від фізико-механічних властивостей сталі розподіляються за марками (С235, С245, С255, С275, С285...С590).

Головні фізичні характеристики сталі:

- щільність $\rho = 78.5 \text{ кН/м}^3$;
- модуль пружності $E = 2.1 \times 10^5 \text{ мПа}$.

На діаграмі σ - ϵ точка текучості приймається за нормативний опір сталі на розтягання $\sigma_T = R_{ser}$.

Розрахункові опори на розтягання, стиск, згин приймають як

$$R_y = R_{ser} / \gamma_m ,$$

де γ_m – коефіцієнт однорідності ($\gamma_m \sim 1.1$).

Розрахунковий опір сталі на зсув (зріз) $R_s = 0.58 R_y$;

Розрахунковий опір сталі на зім'яття $R_p = R_u$, де R_u – тимчасовий опір. Так, для прокатної сталі С255 $R_y = 230...250 \text{ мПа}$ (залежно від товщини), $R_s = 135...145 \text{ мПа}$, $R_p = 320 \text{ мПа}$.

Елементи металевих конструкцій виготовляють пресуванням або прокаткою. Ці елементи мають різні профілі й розміри поперечних перерізів, що наводяться у відповідних сортаментах.

Промисловість виготовляє такі типи профілів за сортаментом:

- сталь товстолистову товщиною 4...160 мм;

- сталь тонколистову товщиною 0.5...4 мм;
- сталь широкосмугову універсальну товщиною 4...60 мм;
- профільну сталь у вигляді кутів, швелерів, таврів, двотаврів;
- гнуті профілі товщиною 2...10 мм.

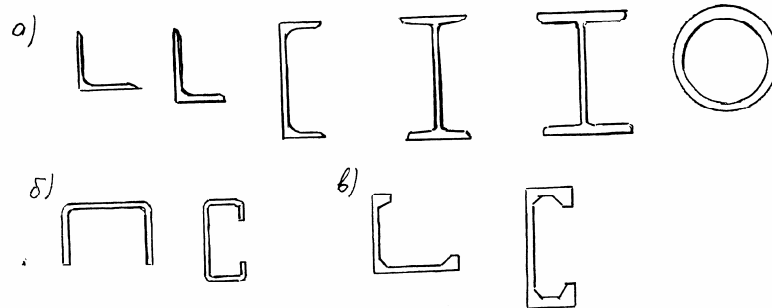


Рис.6.1 – Профілі елементів металевих конструкцій:
а – прокатні сталеві профілі; *б* – гнуті сталеві профілі;
в – пресовані профілі з алюмінієвих сплавів

Для кожного профілю в таблицях наведено дані:

- площа перерізу A (см²);
- моменти інерції I_x, I_y (см⁴);
- радіуси інерції i_x, i_y ;
- моменти опору W_x, W_y ;
- положення центру ваги перерізу тощо.

Розрахунок елементів на центральне розтягання виконують за формулою

$$\sigma = N/A \leq R_y , \quad (6.1)$$

Розрахунок центрально стиснутих елементів здійснюють за формулою

$$\Sigma = N / \varphi A \leq R_y , \quad (6.2)$$

де φ - коефіцієнт поздовжнього згину, що визначається за таблицею СНіП залежно від марки сталі і гнучкості $\lambda = l_{ef} / i$;

l_{ef} – розрахункова довжина елемента, що залежить від способу закріплення кінців елемента [$l_{ef} = (0.5 \dots 2.5)H$];

i – радіус інерції за сортаментом або розрахунком.

Розрахунок елементів на згин виконують за формулами

$$\sigma = M / W \leq R_y \quad (6.3)$$

для перевірки нормальних напружень і

$$\tau = QS / I_t \leq R_s \quad (6.4)$$

для перевірки дотичних напружень.

У формулах (5.1)...(5.4):

σ – нормальні напруження;

τ – дотичні напруження;

I, W, S, t – відповідно момент інерції, момент опору, статичний момент, товщина стінки перерізу, що наведені в таблиці сортаменту.

Розділ 7. З'єднання металевих конструкцій. Розрахунки зварних і болтових з'єднань

Металеві елементи з'єднують між собою різними способами. Вибір способу з'єднання залежить від типу конструкції, напруженого стану, характеру навантаження, умов роботи.

Найбільш розповсюджений вид з'єднання елементів – зварювання, у меншій мірі виконують з'єднання на болтах.

Зварні з'єднання

Залежно від взаємного розташування зварюваних елементів існує декілька видів зварних з'єднань:

- стикові зі зварними швами типу V або X;
- пусткові;
- таврові й кутові з фланговими або лобовими швами.

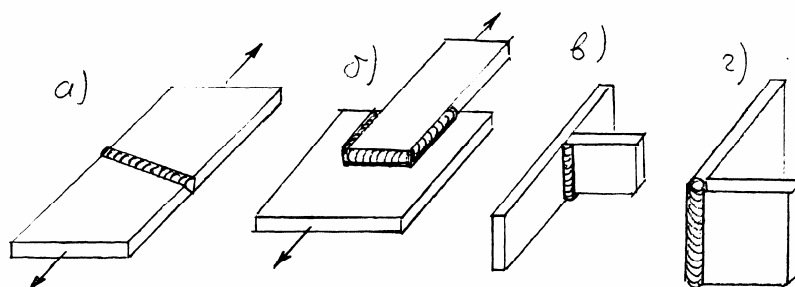


Рис.7.1 – Типи зварних з'єднань:

a – стикове; *б* – пусткове; *в* – таврове; *з* – кутове

Розрахунок з'єднання зі стиковим швом виконують за формулою

$$N / t l_w \leq R_{wy} , \quad (7.1)$$

де

N – розтягуюча або стискаюча сила;

t – товщина зварюваних елементів;

$l_w = (l - 2t)$ – розрахункова довжина шва;

l – фактична довжина шва;

R_{wy} – розрахунковий опір зварного шва, що дорівнює розрахунковому опору металу елемента R_y , якщо використовуються рекомендовані для зварювання електроди.

Розрахунок пусткового, флангового або лобового з'єднання кутовим швом виконують за формулами

а) за міцністю металу шва

$$\tau_{wf} = N / \beta_f k_f l_w \leq R_{wf} , \quad (7.2)$$

б) за міцністю металу межі сплавлення

$$\tau_{wz} = N / \beta_z k_f l_w \leq R_{wz} , \quad (7.3)$$

де

N – розрахункове зусилля;

l_w – розрахункова довжина шва ($l_w = l - 1 \text{ см}$);

k_f – розмір катету шва;

$\beta_f = 0.7 \dots 1.1$ – коефіцієнт, що враховує нерівномірність розподілу напружень за довжиною зварного шва, приймається за таблицею СНіП залежно від типу зварки, положення шва тощо. Так, для ручної зварки $\beta_f = 0.7$, для автоматичної зварки дротом діаметром $3 \dots 5 \text{ мм}$ при $k_f = 3 \dots 16 \text{ мм}$ $\beta_f = 1.1$;

$\beta_z = 1 \dots 1.15$ (для ручної зварки $\beta_z = 1$).

Болтові з'єднання надійні, прості в установці, не потребують складного обладнання і розповсюджені в монтажних з'єднаннях металевих конструкцій.

Болти мають головку, тіло, нарізну частину, на яку надягається шайба і нагвинчується гайка. Болти бувають грубої, нормальної, підвищеної точності і

високоміцні. Болти виготовляють діаметром 10...48 мм, довжиною від 40 до 200 мм.

Болти в з'єднаннях працюють на розтягання, зріз і зминання (рис.7.2).

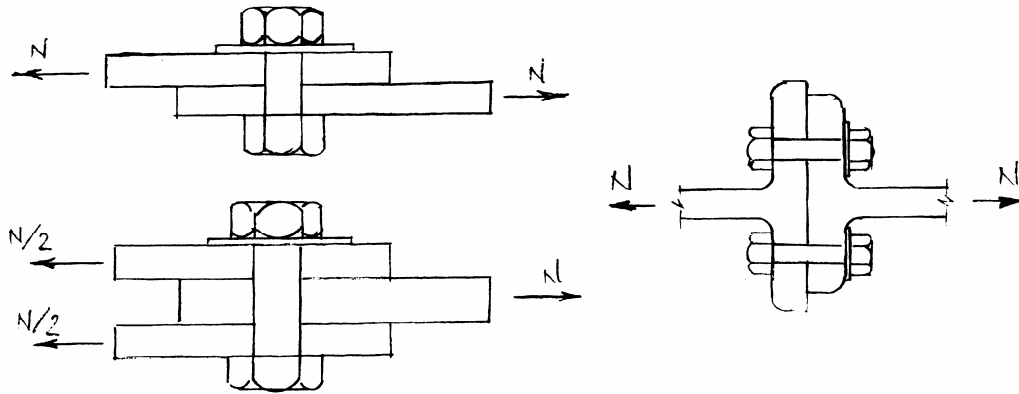


Рис.7.2 – Схеми роботи болтових з'єднань

Розрахунок болтів на розтягання виконують в такій послідовності:

- визначають міцність одного болта

$$N_b = R_{bt} A_{bn} , \quad (7.4)$$

- визначають необхідну кількість болтів

$$n = N / N_b ,$$

де N – розрахункове зусилля розтягання,

R_{bt} – розрахунковий опір болта на розтягання (за таблицею СНиП);

A_{bn} – площа перерізу болта нетто (з урахуванням ослаблення різьбою).

Несучу здатність одного болта на зріз знаходять за формулою

$$N_b = 0.8 R_{bs} A n_s , \quad (7.5)$$

де R_{bs} – розрахунковий опір болта на зріз (за таблицею СНиП);

A – площа перерізу болта;

n_s – кількість розрахункових зрізів одного болта.

Несучу здатність одного болта на зминання визначають за формулою

$$N_b = 0.8 R_{bp} d \Sigma t , \quad (7.6)$$

де R_{bp} – розрахунковий опір болта на зминання (за таблицею СНіП);

d – діаметр болта;

Σt – найменша сумарна товщина елементів, що зминаються в одному напрямку.

Розділ 8. Принципи розрахунку будівельних конструкцій за другою групою граничних станів

До розрахунків за другою групою граничних станів відносяться розрахунки на тріщиностійкість і на деформативність конструкцій.

Існує три категорії тріщиностійкості залізобетонних конструкцій. Перша категорія не допускає появи тріщин. До цієї категорії належать конструкції, що сприймають високі тиски рідини і газу, а також конструкції, що працюють у сильно агресивному середовищі чи в умовах інтенсивного зволоження. Друга категорія допускає обмежене нетривале розкриття тріщин при дії максимально можливих розрахункових зусиль за умови забезпечення їхнього наступного закриття при дії звичайних експлуатаційних зусиль. До цієї категорії належить більшість попередньо напружених конструкцій. Третя категорія допускає утворення і розкриття тріщин, але обмежує їх ширину величиною 0.3...0.4 мм. До цієї категорії відноситься більшість звичайних залізобетонних конструкцій.

Умову тріщиностійкості записують у вигляді нерівності: зовнішнє зусилля не повинне перевищувати зусилля тріщиноутворення:

$$N \leq N_{\text{crc}} \quad \text{або} \quad M \leq M_{\text{crc}} . \quad (8.1)$$

У формулі (8.1):

N_{crc} – зусилля в залізобетонному елементі при розтягу, при якому з`являється тріщина;

M_{crc} – згинальний момент, при якому з`являється тріщина.

Для звичайних залізобетонних конструкцій

$$N_{\text{crc}} = R_{\text{bt ser}} A_b + 2\alpha A_s R_{\text{bt ser}} , \quad (8.2)$$

де $\alpha = E_s / E_b$ – співвідношення модулів пружності арматури і бетону;

A_s – площа ненапруженої арматури.

Для попередньо напружених елементів (рис.8.1)

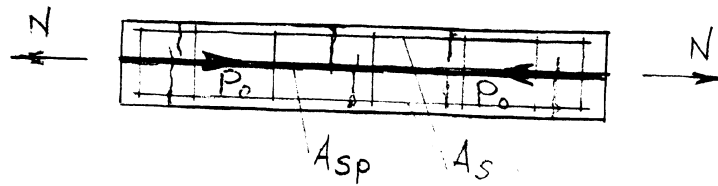


Рис.8.1 – Тріщиноутворення у розтягнутому елементі

$$N_{crc} = R_{bt\ ser}(A_b + 2\alpha A_s + 2\alpha A_{sp}) + P_0, \quad (8.3)$$

де P_0 – зусилля попереднього обтиснення бетону.

Для згинальних елементів (рис.8.2) величину M_{crc} визначають за формулою

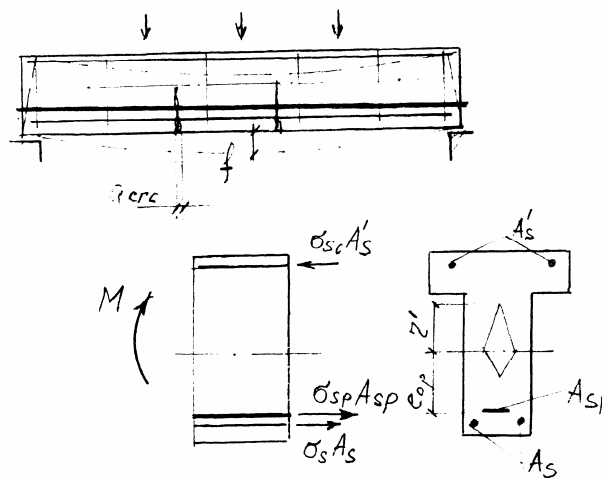


Рис.8.2 – Тріщиноутворення і прогин у згинальному елементі

$$M_{crc} = R_{bt\ ser} W_{pl} + M_{rp}, \quad (8.4)$$

де W_{pl} – пружнопластичний момент опору;

M_{rp} – ядровий момент обтиснення, що визначається за формулою

$$M_{rp} = P_0 (e_{op} + r_y);$$

P_0 – зусилля попереднього обтиснення;

e_{op} – ексцентриситет сили обтиснення відносно центру ваги перерізу;

r_y – відстань від центру ваги до ядрової точки.

Ширина розкриття тріщин залежить від цілого ряду факторів і визначається в основному за емпіричними формулами. Розрахунок з розкриття тріщин ведуть після перевірки умови тріщиностійкості.

Розрахункова ширина розкриття тріщин не повинна перевищувати допустиму:

$$a_{\text{срс}} \leq [a_{\text{срс}}] , \quad (8.5)$$

де допустима величина $[a_{\text{срс}}]$ нормована СНіП.

Деформативність будівельних конструкцій, що згинаються, характеризується величиною прогину f . Залежно від цієї величини визначається ступінь придатності до нормальної експлуатації.

Знайдена в розрахунку величина прогину відносно довжини елемента f/l не повинна перевищувати допустиму величину за СНіП:

$$f/l \leq [f/l] . \quad (8.6)$$

Гранично допустимі прогини елементів для конструкцій різного призначення знаходяться в межах $1/200 \dots 1/600$.

Розділ 9. Переkritтя будівель. Плоскі залізобетонні переkritтя.

Металева балочна клітка

Найбільш розповсюдженими конструкціями, використовуваними в будівництві, є переkritтя, що являють собою горизонтальні конструкції, які розділяють суміжні поверхи по висоті будинку.

Залізобетонні переkritтя

За конструктивною схемою залізобетонні плоскі переkritтя можна розділити на два основні типи: балкові й безбалкові.

За способом виготовлення залізобетонні плоскі переkritтя підрозділяють на збірні, монолітні й збірно-монолітні.

Балкові ребристі монолітні переkritтя (рис.9.1) складаються з трьох основних елементів: головних балок, другорядних балок і плити.

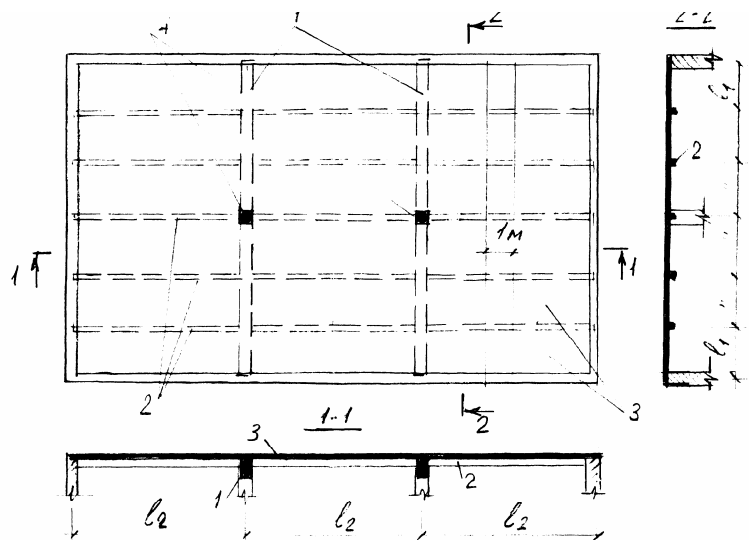


Рис.9.1 – Монолітне ребристе переkritтя з балковими плитами:

1 – головні балки; 2 – другорядні балки; 3 – плита;
4 – колони

Головні балки спираються на колони або на стіни будинку. Проліт головних балок 6...9 м. Висота перерізу балок $h = 1/8...1/12$ від прольоту. Ширина перерізу балок $b = (0.3...0.5)h$. Другорядні балки спираються на головні.

Прольоти другорядних балок 5...7 м, висота перерізу 1/15...1/20 від прольоту.
Крок другорядних балок (проліт плити) 1.7...2.7 м.

Монолітна плита укладається безпосередньо на другорядні балки. Товщина плити 50...90 мм.

При розрахунку монолітного ребристого перекриття передбачається, що рівномірно розподілене навантаження послідовно передається з плит на другорядні балки, а потім з другорядних балок на головні.

Плита може працювати або тільки в одному, або в двох напрямках. Якщо плита працює в одному (короткому) напрямку, то вона називається балковою, якщо працює в двох напрямках (в короткому і довгому), то вона називається контурною. Умовно плити розподіляють на балкові й контурні при таких співвідношеннях: при $l_2/l_1 \leq 2$ плита – контурна, при $l_2/l_1 > 2$ плита – балкова. Тут l_1 – менша сторона, l_2 – більша.

При розрахунку балкових плит з перекриття умовно вирізують смугу шириною 1 м, перпендикулярну до розташування другорядних балок. Розрахункову схему плити приймають як багатопролітну нерозрізну балку (рис.9.2). Прольотами цієї балки служать відстані в світлі між другорядними балками.

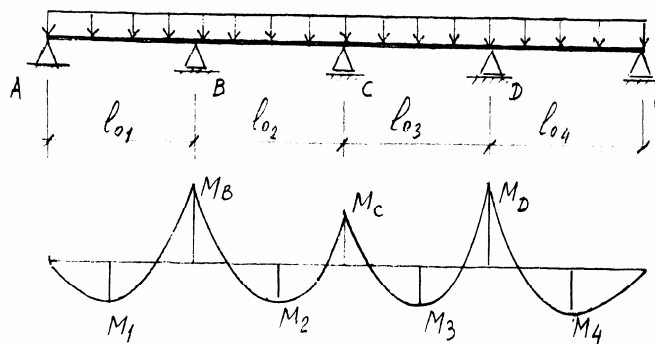


Рис.9.2 – Розрахункова схема балкової плити і епюра згинальних моментів

Навантаження на плиту складається з постійного g і тимчасового v . Сумарне навантаження $q = g + v$.

Згинальні моменти приймають з урахуванням перерозподілу. В першому прольоті і на першій проміжній опорі

$$M_I = ql_1^2/11, \quad M_B = ql_1^2/11. \quad (9.1)$$

У середніх прольотах і на середніх опорах

$$M_{\text{пр}} = M_{\text{оп}} = ql^2/16. \quad (9.2)$$

Армування плити розраховують за формулами для залізобетонних балок з шириною перерізу 1 м. Конструктивно армування виконують одним із таких способів: безперервним рулонними сітками; роздільним плоскими сітками; окремими стержнями (рис.9.3).

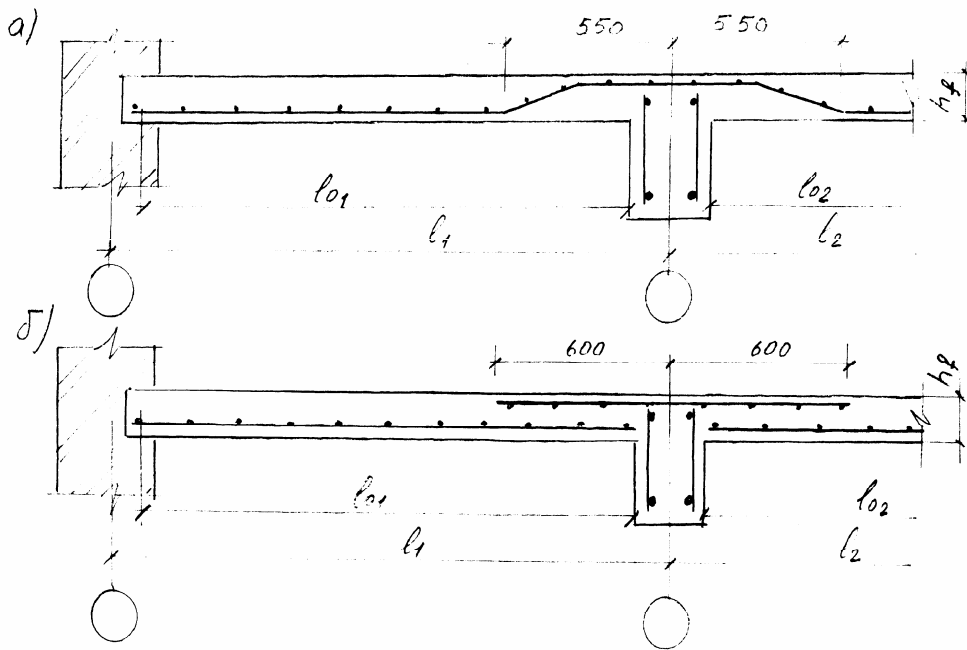


Рис.9.3 – Схеми армування балкової плити:

a – рулонними сітками (безперервне армування);

б – плоскими сітками (роздільне армування)

Контурні плити розраховують кінематичним способом з використанням формули

$$ql_1^2(3l_2 - l_1) = l_2(2M_I + M_I + M_I') + l_1(2M_2 + M_{II} + M_{II}'), \quad (9.3)$$

де l_1 – менша сторона плити;

l_2 – більша сторона плити;

M_1, M_2 – прольотні моменти;

$M_I, M_{II}, M_I', M_{II}'$ – опорні моменти.

У формулі (9.3) рекомендується приймати певні співвідношення між моментами, що наведені в табл.9.1.

Таблиця 9.1

l_2 / l_1	M_2 / M_1	$M_I / M_1, M_{II} / M_1$	$M_{II} / M_1, M_{II} / M_1$
1...1.5	1...0.2	1.3...2.5	1.3...2.5
1.5...2	0.5...0.15	1...2	0.2...0.75

Другорядні балки розраховують аналогічно балковим плитам. Розрахункову схему приймають як нерозрізну багатопрілітну балку, опорами для якої служать головні балки.

Для балок визначають згинальні моменти і поперечні сили:

$$Q_A = 0.4 q l_1, \quad Q_{B,l} = 0.6 q l_1, \quad Q_{B,r} = 0.5 q l_2. \quad (9.4)$$

Необхідну площу робочої поздовжньої і поперечної арматури одержують відповідно до розрахунків за першою групою граничних станів.

За розрахунковий переріз другорядної балки в прольоті приймають тавровий переріз з шириною полиці, що дорівнює відстані між другорядними балками в світу.

Армування другорядних балок виконують зварними каркасами і сітками (рис.9.4).

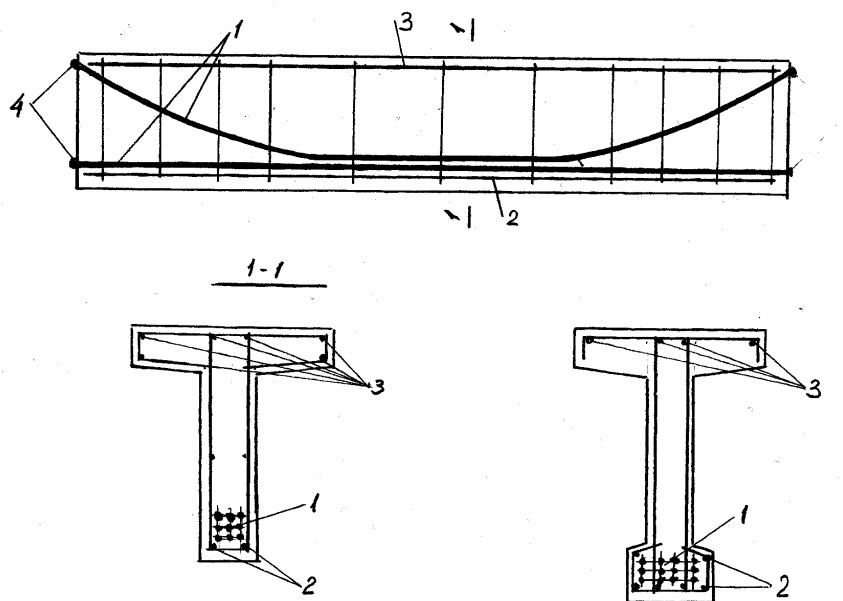


Рис.9.4 – Схема армування другорядної балки

овнішні навантаження на головні балки передаються у вигляді зосереджених сил, прикладених у місцях спирання другорядних балок.

Армування головних балок виконують зварними каркасами відповідно до величини згинальних моментів і поперечних сил.

Збірні перекриття з балковими плитами складаються з двох елементів: збірної балки (ригелю) і багатопустотних або ребристих збірних плит (рис.9.5).

Плити розраховують як однопролітні балки приведеного двотаврового профілю. Армування багатопустотних плит виконують нижньою робочою сіткою, а армування ребристих плит – плоскими каркасами, розташованими в ребрах плити (рис.9.6).

Ригелі розраховують як багатопролітні нерозрізні балки завдяки жорсткому закріпленню їх на колонах за допомогою зварювання закладених сталевих деталей. Армування ригелів аналогічне армуванню головних балок монолітних перекриттів.

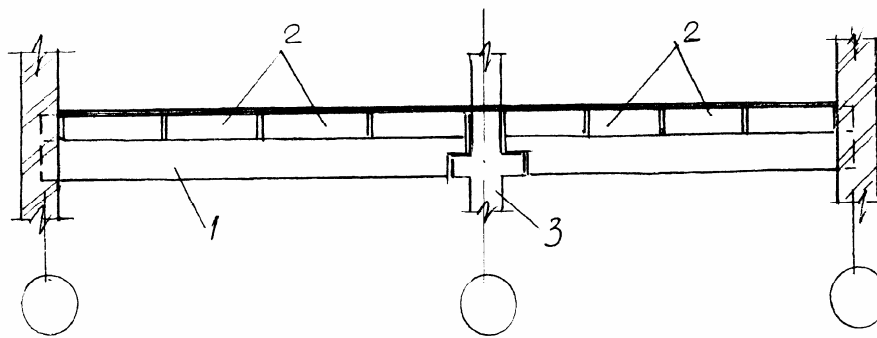


Рис.9.5 – Схема збірного балкового перекриття:
1 – ригель; 2 – панель; 3 – колона

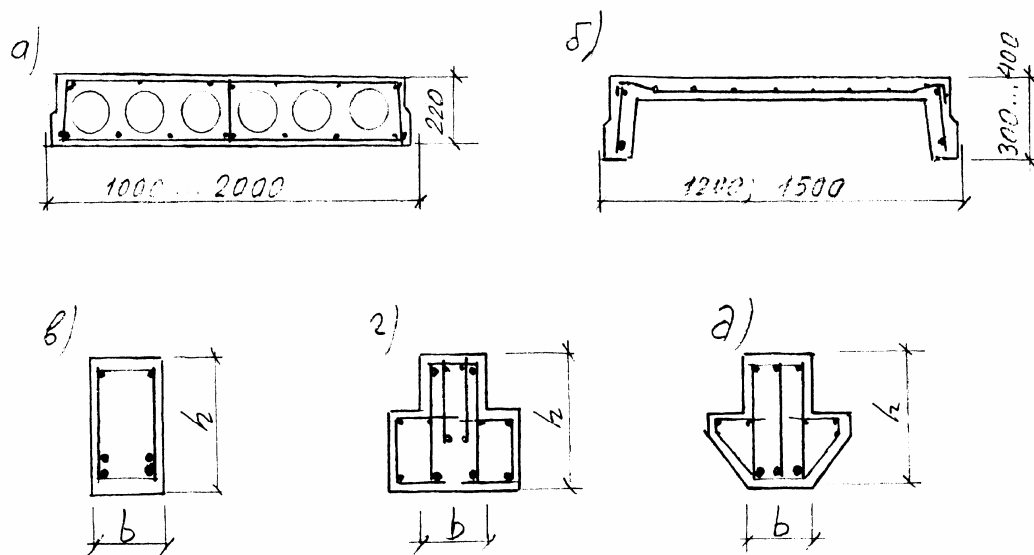


Рис.9.6.-Типи панелей і ригелів збірного перекриття:

а-багатопустотна панель цивільного будинку;
б-ребриста панель промислового будинку;
в,г,д-типи і армування ригелів

Безбалкові перекриття є різновидом плоских перекриттів і застосовуються в тих будинках, де використовуються регулярна сітка колон з близькими прольотами в двох напрямках. У практиці будівництва застосовуються монолітні й збірні безбалкові перекриття.

Основний принцип компонування безбалкового перекриття полягає в тому, що монолітна плита спирається безпосередньо на колони. Щоб виключити продавлювання плити над колоною, влаштовують спеціальні опорні подушки над колонами, які називаються капітелями (рис.9.7).

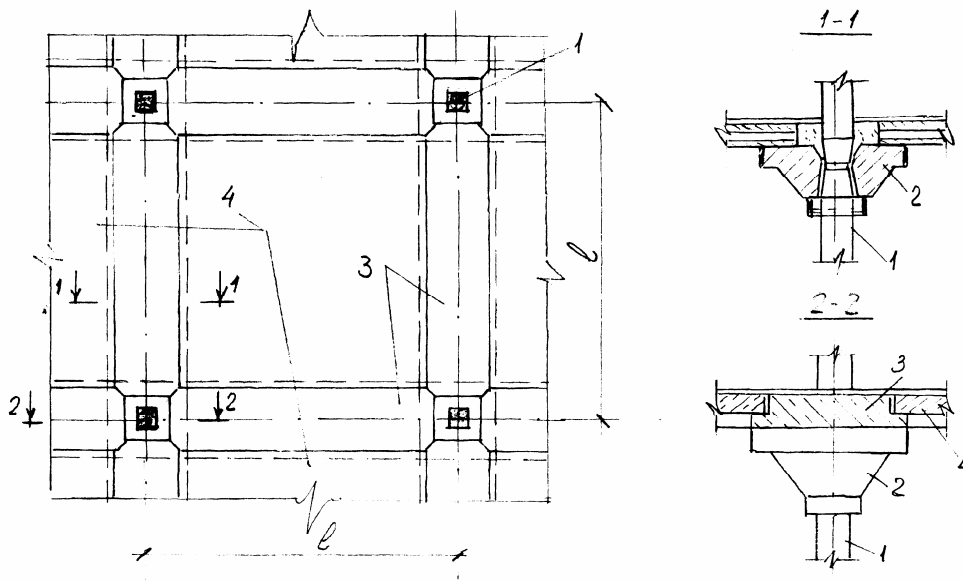


Рис.9.7 – Збірне безбалкове перекриття:

1 – колона; 2 – капітель; 3 – міжколонна плита;
4 – прольотна плита

Товщину монолітної плити приймають в межах $1/30 \dots 1/35$ від довжини більшого прольоту. Монолітна плита працює як контурна і армується сітками з робочою арматурою в двох напрямках.

Збірні безбалкові перекриття складаються зі збірних капітелей, міжколонних плит і прольотних плит. Міжколонні плити розраховують як багатопролітні нерозрізні балочні, а прольотні плити – як контурні, що спираються на міжколонні плити.

Армування плит виконують відповідно до діючих зусиль.

Металева балочна клітина

Конструкція металевого перекриття складається із системи несучих балок і називається балочною клітиною. У практиці використовують балочні клітки спрощеного типу з балками одного напрямку (балки настилу); нормальні балочні клітини з балками в двох напрямках (головні балки і балки настилу);

ускладнені балочні клітини, що складаються з головних балок, допоміжних балок і балок настилу (рис.9.8).

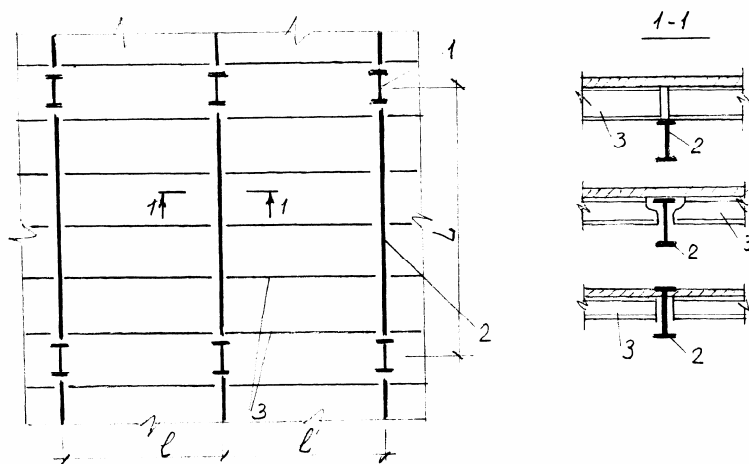


Рис.9.8 – Схема металевої балкової клітини:
1 – колона; 2 – головна балка; 3 – допоміжна балка

Крок балок настилу приймають 0.6...1.6 м для сталюого і 1.5...3 м для залізобетонного настилу. Прольоти головних балок – 6...18 м, допоміжних і балок настилу – 6...9 м.

Залежно від величини прольоту і навантаження балки можуть бути суцільного профілю – прокатні або складені – зварені з окремих елементів.

Стальний настил складається з листів, які зварюються з балками. Товщина листів 6...14 мм.

Прокатні балки мають профіль двотавра або швелера.

Розрахунок балок за першою групою граничних станів (міцності) ведуть за загальними формулами для сталюих згинальних елементів.

Розрахунок балок за другою групою граничних станів складається з перевірки прогину, який не повинен перевищувати допустимої величини за нормами. Прогин однопролітної балки, що навантажена рівномірно розподілено

$$f = 5 q l^4 / 384 EI , \quad (9.5)$$

де q – характеристичне значення навантаження;

EI – згинальна жорсткість перерізу балки.

Розділ 10. Фундаменти під будинки і споруди. Принципи розрахунку і конструювання

Фундаменти є одними з найголовніших елементів будівлі. Наскільки вдало і технічно грамотно запроектовані фундаменти, настільки забезпечується надійність і довговічність експлуатації будівлі або споруди. Найчастіше фундаменти проектують залізобетонними в монолітному чи збірному варіантах.

Глибина закладання фундаментів визначається наявністю чи відсутністю підвалу, глибиною промерзання, типом ґрунту під фундаментом.

До різновидів залізобетонних фундаментів слід віднести стрічкові, окремо стоячі стовпчасті, пальові, плитні й фундаменти типу оболонок (рис.10.1).

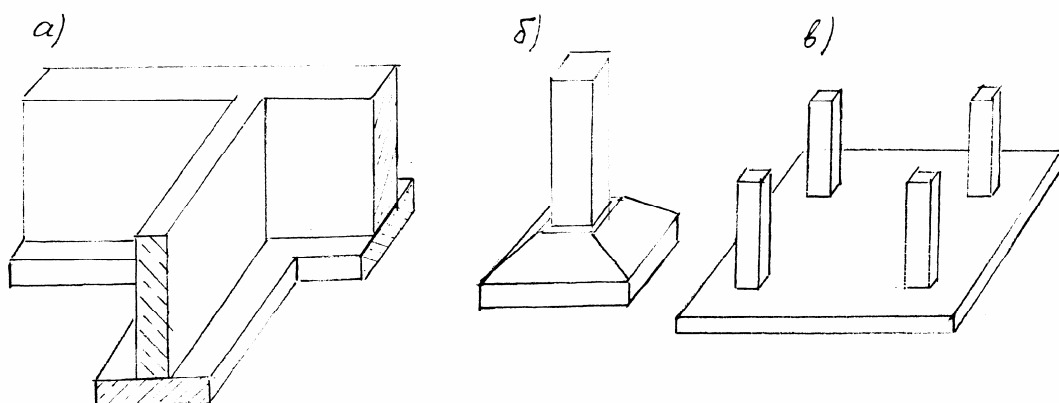


Рис.10.1 – Типи фундаментів:

а – стрічковий; *б* – окремо стоячий стовпчастий;
в – плитний

Монолітні окремо стоячі фундаменти влаштовують під збірні й монолітні каркаси будівель і споруд.

За формою виготовлення фундаменти бувають східчастими й пірамідальними. Тиск від колон у фундаменті передається під кутом 45° . Цим керуються при призначенні розмірів ступенів фундаментів, щоб лінія тиску проходила в тілі фундаменту.

Монолітні й збірні фундаменти армують у нижній плиті плоскими сітками. За результатом розрахунку кількість сіток може бути одна, дві і більше.

Фундаменти виконують з важких бетонів класів В10-В25, встановлюють їх на піщано-гравійну чи бетонну основу товщиною 80...100 мм. Товщина захисного шару бетону нижньої сітки при наявності основи складає 30-50 мм, без основи – 70-100 мм.

Збірні колони встановлюють у спеціальні заглиблення (стакани). Глибину закладання в стакан приймають 1..1.5 більшого розміру поперечного перерізу колони. Товщина нижньої плити стакану – не менше 200 мм. Зазори між колоною та стінками стакану повинні бути: знизу – не менше 50 мм, зверху – не менше 75 мм (рис.10.2).

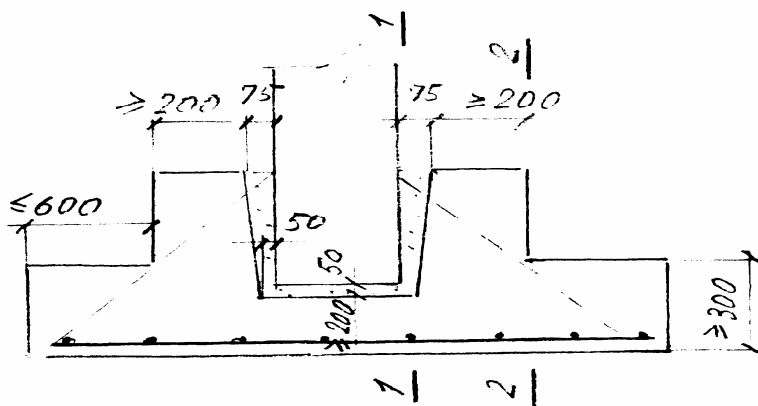


Рис.10.2 – Конструкція фундаменту стаканного типу

Розміри підшви фундаменту визначають з умов обмеження деформації ґрунтової основи. Навантаження при цьому приймають характеристичні. Тиск під підшвою фундаменту не повинен перевищувати розрахункового опору ґрунту.

Для центрально завантаженого фундаменту площа підшви визначається попередньо як

$$A = N_{\text{ser}} / (R - \gamma_m H), \quad (10.1)$$

де N_{ser} – зусилля, передане фундаменту від навантаження;

γ_m – усереднена щільність ґрунту з урахуванням ваги фундаменту ($\gamma_m = 18...20 \text{ кН/м}^3$);

H – глибина закладання фундаменту.

Центрально завантажені фундаменти роблять квадратними чи близькими до них. Мінімальну висоту фундаменту визначають розрахунком за міцністю на продавлювання. За цієї умови корисна висота фундаменту

$$h_0 = -\frac{h_{col} + b_{col}}{4} + 0.5 \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p}}, \quad (10.2)$$

де h_{col}, b_{col} – розміри поперечного перерізу колони;

N – розрахункове значення навантаження;

R_{bt} – розрахунковий опір бетону на розтяг;

p – розрахунковий тиск під подошвою фундаменту ($p = N/A$).

Повну висоту та всі інші розміри фундаменту і його ступенів призначають з кратністю у плані 300 мм, за висотою – 150 мм.

Після призначення остаточних розмірів фундаменту і його ступенів розраховують площу перерізу арматури нижньої плити. Зовнішні частини фундаменту під дією реактивного тиску знизу працюють як консолі, що згинаються і защемлені у масиві фундаменту. Арматуру розраховують у перерізах I-I, II-II ... залежно від кількості ступенів і діючих моментів:

$$\begin{aligned} M_{I-I} &= 0.125 pb (a - h_{col})^2, \\ M_{II-II} &= 0.125 pb(a - a_1)^2; \end{aligned} \quad (10.3)$$

$$A_{s(I-I)} = M_{I-I} / 0.9R_s h_{01}; \quad (10.4)$$

$$A_{s(II-II)} = M_{II-II} / 0.9R_s h_{02}.$$

При розрахунку позacentрово завантажених фундаментів виникає ексцентриситет $e_0 = M/N$, що впливає на особливості розрахунку. Площу подошви таких фундаментів виконують прямокутною, розвиненою в площині дії моменту. Напруження в ґрунті під подошвою фундаменту визначають за формулою

$$p_{1,2} = N/ab (1 \pm 6e_0/a). \quad (10.5)$$

Співвідношення сторін подошви фундаменту повинно знаходитися в межах $b/a = 0.6 \dots 0.8$.

Смугасті фундаменти виконують під стіни в безкаркасних будівлях. Для каркасних будівель із значним навантаженням на колони використовують фундаменти у вигляді перехресних смуг, а колони розташовують в перехрестях. Якщо навантаження велике, а ґрунти мають невисокі міцнісні характеристики, використовують фундаменти у вигляді суцільної плити під всю будівлю. Товщина плити 600...2000 мм.

Фундаменти на палях виконують, якщо ґрунти слабкі або водонасичені.

Розділ 11. Одноповерхові промислові будівлі із залізобетонним і сталевим каркасом. Загальні принципи проектування

Характерна особливість одноповерхових промислових будівель – наявність мостових кранів. При проектуванні таких будівель перш за все треба забезпечити загальну просторову жорсткість всієї будівлі. Як правило, конструктивна схема будівлі – каркасна. Каркас складається з поперечних і поздовжніх рам (рис.11.1).

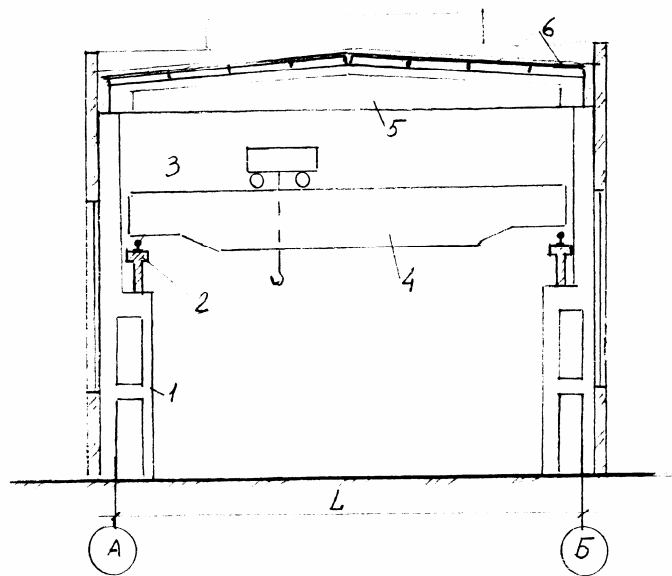


Рис.11.1 – Поперечний переріз одноповерхової промислової будівлі:

- 1 – залізобетонна колона; 2 – підкранова балка;
- 3 – підкранова рейка; 4 – мостовий кран;
- 5 – несуча балка покриття; 6 – плити покриття

Загальна просторова жорсткість одноповерхових промислових будівель забезпечується наявністю вертикальних в'язів по колонах, жорстким диском покриття, що включає залізобетонні або сталеві прольотні балки чи ферми, а також закріплені до них плити покриття, і наявністю жорсткого защемлення колон у фундаментах. Мостові крани в прольотах підвищують жорсткість будівель у поперечному напрямку. Для збільшення поперечної жорсткості використовують залізобетонні колони прямокутного перерізу з висотою

перерізу 60...80 мм або двогілкові колони з висотою перерізу 1000...1600 мм. Кількість прольотів також підвищує поперечну жорсткість будівлі.

Жорсткість у поздовжньому напрямку забезпечується установкою вертикальних хрестоподібних або порталних в'язів. Вертикальні в'язи встановлюють посередині температурного блоку на кожному ряді колон. Додатковими елементами жорсткості слід вважати й підкранові балки, що жорстко з'єднуються з підкрановими консолями колон.

Одноповерхова промислова будівля із залізобетонним каркасом зображується як розрахункова схема у вигляді одноповерхової рами із шарнірним з'єднанням стояків та ригелів і жорстким защемленням стояків у фундаментах (рис.11.2).

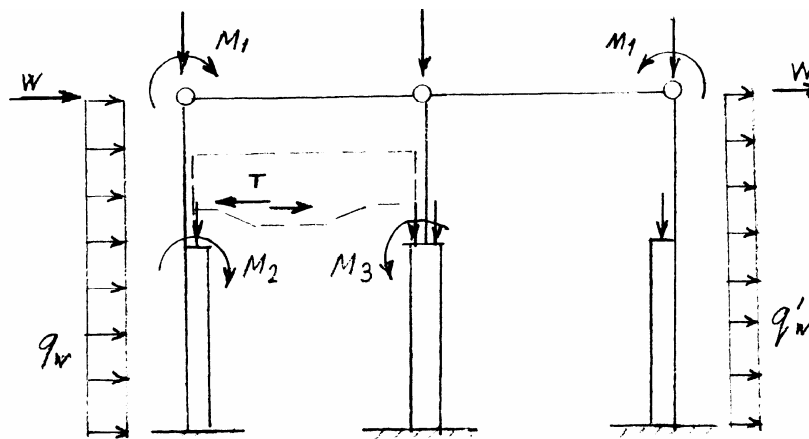


Рис.11.2 – Розрахункова схема двопрольотної промислової будівлі із залізобетонним каркасом

Будівля із стальним каркасом зображується як розрахункова схема із жорстким защемленням стояків як з ригелями, так і у фундаментах. Фундаменти в будівлях із стальним каркасом виконують масивними у вигляді бетонного повнотілого блоку. Для забезпечення жорсткості вузла з'єднання колони і фундаменту колона має стальну базу, яка приєднується до фундаменту анкерними болтами (рис.11.3).

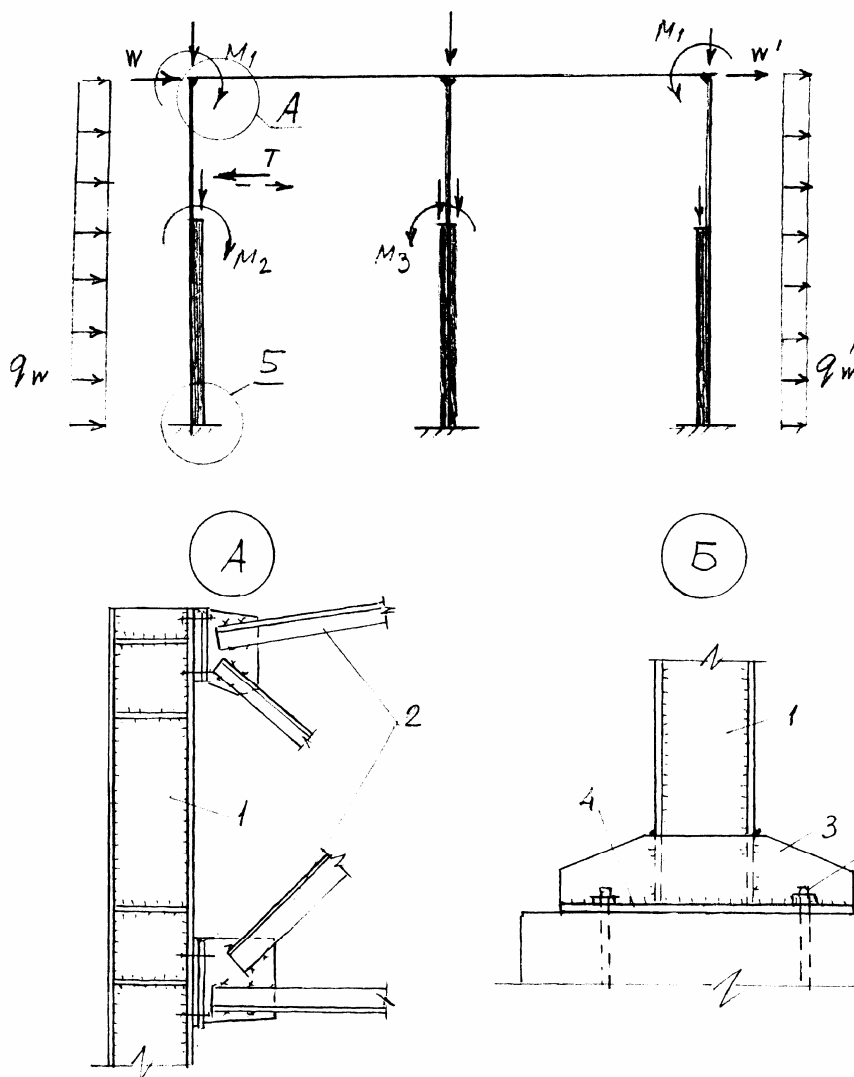


Рис.11.3 – Розрахункова схема одноповерхової промислової будівлі з металевим каркасом:

1 – колона; 2 – ферма покриття; 3 – траверса бази колони;
4 – плита бази колони; 5 – бетонний фундамент;
6 – анкерні болти

Ригелями в одноповерхових промислових будівлях можуть бути залізобетонні або сталеві балки чи ферми, арки, крупнорозмірні просторові елементи покриття типу оболонок КЖС, малоуклонних плит типу «П» тощо.

Всі залізобетонні елементи покриття виконують попередньо напруженими.

Зовнішні стіни одноповерхових промислових будівель виконують із легкобетонних панелей або можуть бути цегляними.

Розділ 12. Багатоповерхові промислові й цивільні будинки.

Конструктивні схеми. Навантаження. Принципи розрахунку

Багатоповерхові будинки промислового і цивільного призначення можуть бути запроектовані за різними конструктивними схемами. Таких схем може бути чотири: каркасна, безкаркасна, пластинчаста або комбінована. У кожній з цих схем мають місце окремі різновиди.

Каркасна схема передбачає наявність несучого внутрішнього чи зовнішнього рамного каркасу, на який кріпляться міжповерхові перекриття і стіни. За конструктивним рішенням каркаси можуть бути : 1) рамні з жорсткими вузлами; 2) в'язові з шарнірними вузлами; 3) рамно-в'язові.

У рамних каркасах вертикальні й горизонтальні навантаження сприймаються елементами рами – стояками і ригелями. У в'язових каркасах вертикальні навантаження сприймаються стояками рами, а горизонтальні – елементами жорсткості (діафрагмами). У рамно-в'язовій системі горизонтальні навантаження частково сприймаються діафрагмами жорсткості, частково – рамами (рис.12.1).

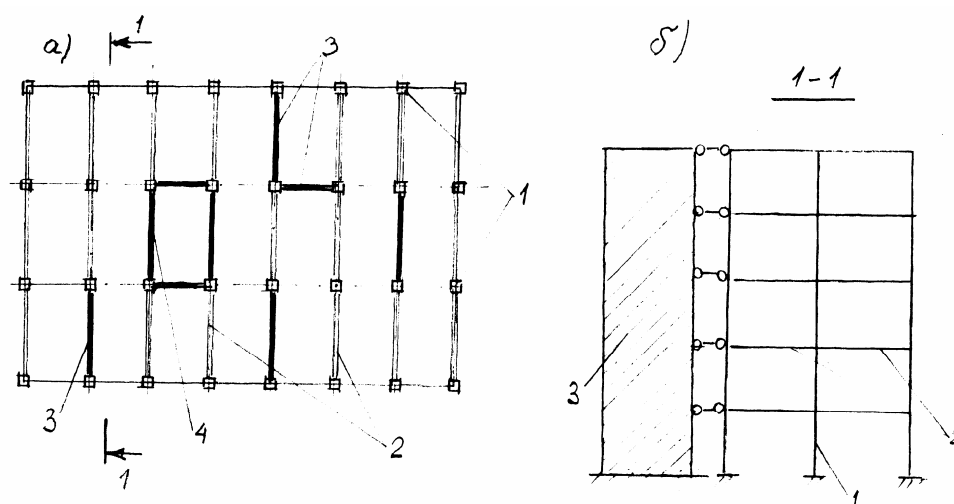


Рис.12.1 – Конструктивна схема багатоповерхового будинку рамно-в'язової системи:

а – план; б – розрахункова схема; 1 – колони;
2 – ригелі; 3 - діафрагми жорсткості; 4 – ядро жорсткості

Для безкаркасних будинків несучими елементами є поздовжні й поперечні стіни, що сприймають вертикальні й горизонтальні навантаження. З'єднання стін між собою розглядається як жорстке; перекриття в розрахунковій схемі приймають у вигляді нерухомих опор для стін.

Пластинчаста конструктивна схема відноситься до будинків, що виконуються із монолітних або збірних залізобетонних конструкцій у вигляді окремих вертикальних пластин по всьому будинку. Це багатоповерхові монолітні будинки цивільного призначення, в яких несучими елементами є поздовжні й поперечні стіни незначної товщини (120...200 мм). Перекриття в цих будинках також монолітні, жорстко зв'язані зі стінами. Розрахункові схеми таких будинків повинні представлятися у вигляді просторових пластинчастих систем, що мають жорстке з'єднання стін і перекриттів.

Комбінована конструктивна схема найчастіше включає в себе каркасну і безкаркасну схеми. В окремих випадках це може бути комбінація пластинчастої системи і каркасної (безригельний каркас) чи об'єднання каркасу на окремій частині будинку з пластинчастим вирішенням іншої частини будинку.

Найважливішою умовою досягнення надійних експлуатаційних якостей багатоповерхового будинку є забезпечення його опору горизонтальним навантаженням і впливам. Спосіб сприймання горизонтальних навантажень залежить від конструктивної схеми будинку. Найбільш широке застосування в будівництві знайшла рамно-в'язова система.

Заслуговує на увагу і конструктивна схема з внутрішніми ядрами жорсткості; ядро жорсткості являє собою з'єднання окремих плоских діафрагм у замкнуту систему, що сприймає горизонтальні навантаження в усіх напрямках.

До горизонтальних навантажень відносяться вітрові або сейсмічні сили.

Розрахунок багатоповерхового будинку складається із статичного розрахунку всієї будівлі в цілому, де визначають зусилля в несучих елементах (ригелях, стояках, діафрагмах і ядрах жорсткості) і конструктивних розрахунків

окремих елементів. Методи статичного розрахунку визначаються конструктивною схемою.

У конструктивних розрахунках визначають необхідне армування для залізобетонних конструкцій або розміри поперечних перерізів для сталевих конструкцій.

Розділ 13. Великопрольотні покриття будівель і споруд. Типи і конструктивні особливості оболонок покриттів. Висячі покриття

Великопрольотні тонкостінчасті просторові конструкції застосовують для будівель різного призначення з сіткою колон 36х36 м, 40х40 м і більше. Розроблені також збірні типові оболонки покриттів з розмірами в плані 18х24 м, 18х30 м.

Основні різновиди тонкостінчастих залізобетонних покриттів: циліндричні оболонки; оболонки двоякої позитивної і негативної гауссової кривизни; оболонки обертання – куполи; вантові висячі оболонки (рис.13.1).

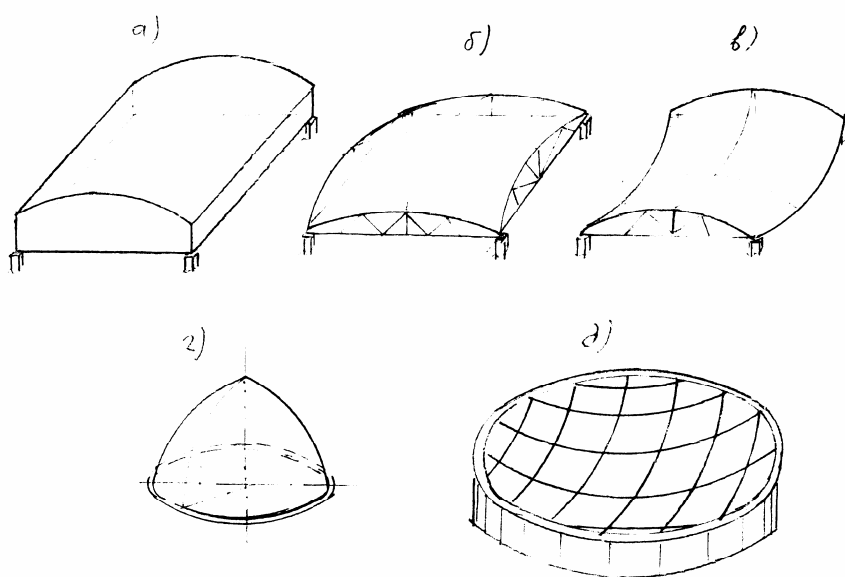


Рис.13.1 – Типи оболонок покриттів будівель:
а – циліндрична оболонка; б, в – оболонки позитивної і негативної гауссової кривизни; г – купол; д – висяча система

Залізобетонні оболонки утворюються поверхнями переносу або поверхнями обертання. Якщо добуток головних кривизн поверхні в усіх точках позитивний, то вона має позитивну гауссову кривизну. В іншому випадку поверхня має негативну гауссову кривизну.

Залізобетонні оболонки називають тонкостінчастими, якщо їх товщина не перевищує $1/20$ меншого з радіусів кривизни.

При виконанні деяких умов у оболонках можливо уникнути появи згинальних моментів і поперечних сил або звести їх до мінімуму. В цих випадках основними зусиллями в оболонках будуть тільки осьові зусилля стиску і розтягу. Такий стан оболонок називають безмоментним.

Циліндричні оболонки складаються з плити, бортових елементів і торцевих опор-діафрагм. Відстань між діафрагмами називається прольотом оболонки l_1 , а відстань між бортовими елементами l_2 – довжиною хвилі. Висота оболонки з бортовими елементами $h = (1/10 \dots 1/15)l_1$, стріла підйому оболонки $f = (1/6 \dots 1/8)l_2$.

Бортові елементи армують попередньо напруженою арматурою, тіло оболонки – сітками по всій поверхні оболонки.

Оболонки двоякої кривизни (позитивної чи негативної гауссової кривизни) мають відношення стріли підйому до меншого прольоту $f/l \leq 1/5$.

В оболонках позитивної гауссової кривизни (двояковипуклих) діють зусилля стиску N_1 , N_2 в двох напрямках, тому армування оболонок – конструктивне. В оболонках негативної гауссової кривизни (випукло-угнутих) в напрямку випуклості діють зусилля стиску N_1 і армування – конструктивне, а в напрямку угнутості – зусилля розтягу N_2 , і армування ведуть за розрахунком.

Куполи використовують для покриттів круглих у плані будівель і споруд. Найчастіше поверхня куполу утворюється обертанням навколо вертикальної осі дуги кола. У цьому випадку купол називають сферичним. При обертанні прямої лінії маємо конічний купол.

В елементі куполу виникають поздовжні зусилля – меридіональні стискаючі N_1 і кільцеві (в основному для більшості куполів стискаючі) N_2 .

По нижній кромці купола обов'язково виконують опорне кільце, що сприймає зусилля розпору. Це кільце може бути залізобетонним чи сталевим. У

залізобетонному варіанті кільце армують попередньо напруженою арматурою. Тіло оболонки куполу армують сітками.

Висячі покриття використовують для споруд з особливо великими прольотами L (стадіонів, кінотеатрів, тощо). Вони складаються із системи вант (гнучких тросів), що закріплюються на жорстких опорних конструкціях, і огорожі-покрівлі із залізобетону чи армоцементу.

Висячі покрівлі застосовують для приміщень будь-якого вигляду в плані (прямокутного, круглого, овального, багатокутного).

Висячі покриття мають стрілу провисання $f = (1/10 \dots 1/25)L$.

Ванти в покриттях можуть бути розташовані в плані радіально, ортогонально або полігонально. Ванти працюють на розтяг. Реакції вант сприймаються зовнішніми відтяжками або упорами. При радіальній системі вант може використовуватися центральний стояк.

Розділ 14. Інженерні споруди, принципи їх розрахунку і конструювання

Інженерні споруди призначаються для забезпечення транспортних та інших виробничих операцій, переміщення людських потоків, забезпечення об'єктів електроенергією, газом, водою та ін., благоустрою території. Більшість інженерних споруд виконуються із залізобетону.

В цьому розділі розглядаються такі інженерні споруди: резервуари, бункери і силоси, водонапірні вежі, підпірні стіни, канали і тунелі.

Резервуари можуть бути циліндричними і прямокутними в плані, заглибленими відносно рівня землі і надземними, з покрівлею і відкритими.

Резервуари виконують монолітними, збірними, збірно-монолітними.

Для стінок і днища резервуару використовують важкий бетон класів В15...В30. Для циліндричних в плані резервуарів використовують попередньо напружену арматуру в стінках, щоб уникнути тріщиноутворення.

У з'єднаннях збірних елементів використовують герметики, бетон на розширюваних цементах.

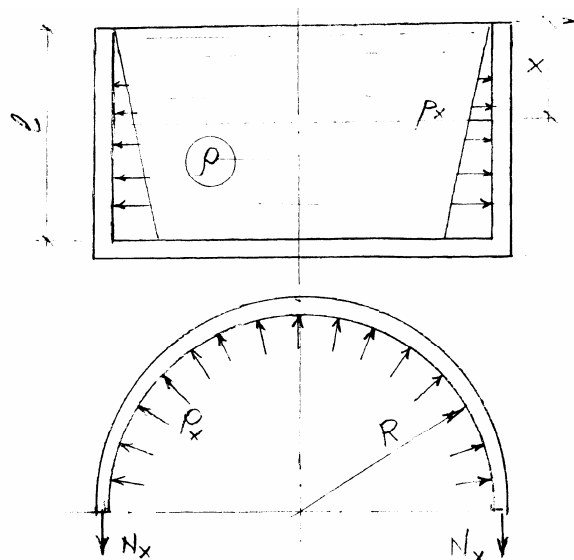


Рис.14.1 – До розрахунку циліндричного резервуару

Стінки циліндричних резервуарів сприймають зусилля розтягу від тиску рідини, що заповнює резервуари (рис.14.1). Тому армування стінок виконують за розрахунком. Основну арматуру розташовують в кільцевому напрямку.

Стінки прямокутних резервуарів працюють на позацентровий розтяг з двозначними згинальними моментами і армують подвійною арматурою.

Днища резервуарів сприймають нерівномірні реакції ґрунту і армуються також подвійною арматурою.

Водонапірні вежі призначені для регулювання напору води в водопровідній системі і забезпечення надійного водопостачання.

Головна складова частина кожної вежі – резервуар. Висота підйому резервуару над поверхнею землі залежить від розрахункового значення напору.

Резервуари виконують залізобетонними або стальними.

Опорні конструкції водонапірних веж виконують залізобетонними, металевими або цегляними (рис.14.2).

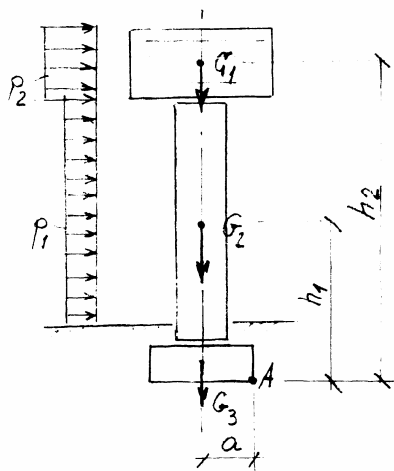


Рис.14.2 – До розрахунку водонапірної вежі

Залізобетонні опори виконують у вигляді суцільної монолітної циліндричної оболонки або стержневої збірної залізобетонної просторової конструкції рамної системи.

Фундаменти веж виконують залізобетонними у вигляді кільця-смуги або суцільної плити.

При розрахунку конструкції опори і фундаменту основними навантаженнями є тиск наповненого резервуару, вага опори і фундаменту, горизонтальний тиск вітру. Опора в цілому позацентровано стиснута і має найбільші зусилля в рівні фундаменту. Розміри підшви фундаменту визначають за умови уникання перевертання вежі з коефіцієнтом стійкості проти перевертання не менше 1.5.

Бункери і силоси – це споруди, призначені для збереження і роздачі сипучих матеріалів. У бункерах співвідношення глибини до розміру в плані $h/a \leq 1.5$, в силосах $h/a > 1.5$. Принципова різниця в розрахунку між бункерами і силосами полягає в тому, що в бункерах тертя сипучого матеріалу в процесі розвантаження незначне і ним в розрахунку нехтують. У силосах за рахунок великої висоти стінок тертя повинне бути враховане, що значною мірою впливає на роботу стінок.

Бункери і силоси в плані можуть бути круглими або прямокутними, окремими і багаточарунковими (рис.14.3, 14.4).

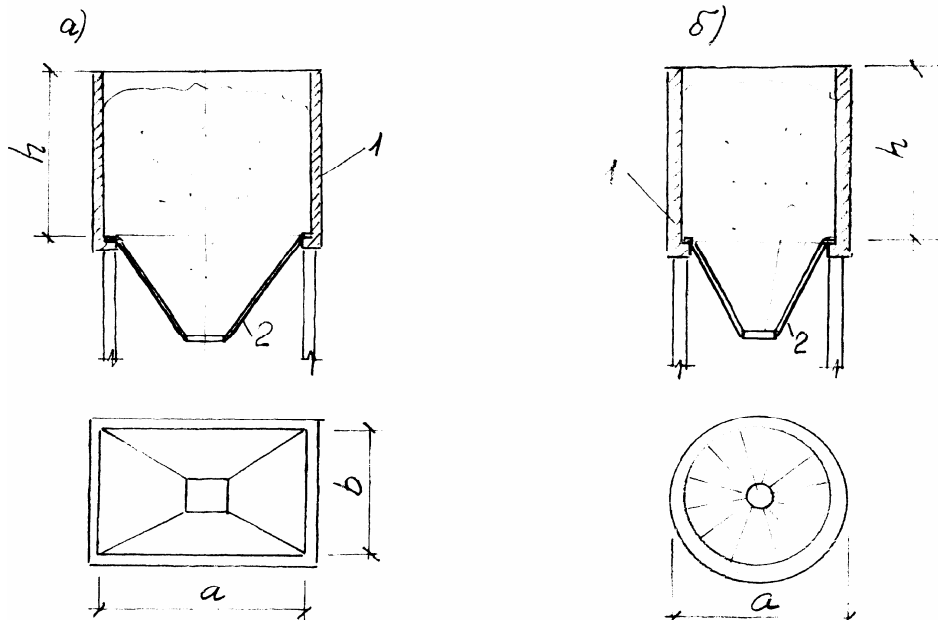


Рис.14.3 – Типи бункерів:

a – призматичної форми; b – циліндричної форми;
1 – стінка; 2 – воронка

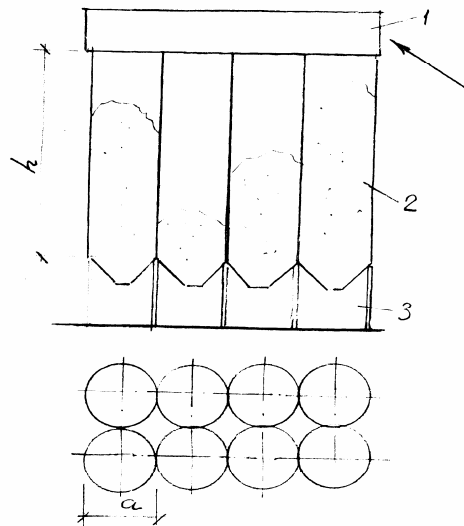


Рис.14.4 – Схема силосного корпусу:

1 – надсилосна галерея; 2 – силос;
3 – підсилосний поверх

Стінки круглих бункерів і силосів працюють на розтяг від внутрішнього тиску сипучого матеріалу, а стінки прямокутних - на позацентровий розтяг. Крім того, стінки силосів сприймають вертикальний стиск від власної ваги і тертя сипучого матеріалу під час розвантаження. Стінки силосів і бункерів армують залежно від діючих зусиль робочою або конструктивною арматурою.

Підпірні стіни використовують при будівництві споруд і будівель на схилах. Вони можуть бути кутовими, із контрфорсами, анкерними. Кутові підпірні стіни виконують монолітними або збірними.

Основне призначення підпірної стіни – сприймання бокового тиску ґрунту H , величина якого залежить від перепаду висот h (рис.14.5) і фізико-механічних характеристик ґрунту (щільності γ і кута природного укосу φ):

$$H = 0.5\gamma h^2 \operatorname{tg}^2(45^\circ - 0.5\varphi) . \quad (14.1)$$

У звичайних умовах щільність ґрунту знаходиться в межах $\gamma=16\dots19 \text{ кН/м}^3$; $\varphi = 30\dots45^\circ$.

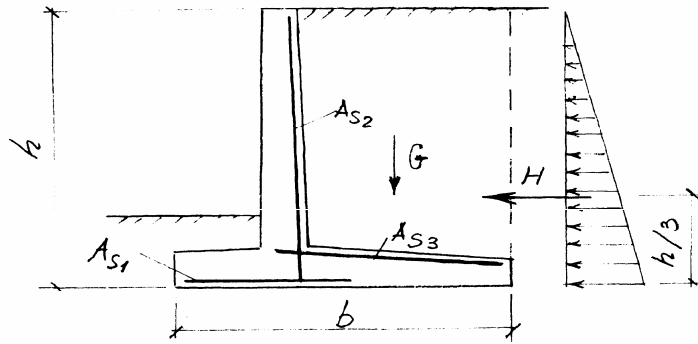


Рис.14.5 – До розрахунку підпірної стінки

Розрахунок підпірної стіни складається з розрахунку на перевертання, розрахунку на зсув і конструктивного розрахунку необхідного армування елементів (стінки і опорної плити).

Розрахунок на перевертання виконують за умовою

$$M_h / M_v \geq 1.5 , \quad (14.2)$$

де M_h – утримуючий момент, що гарантується вертикальними навантаженнями (вагою стіни і ґрунту на опорній плиті);

M_v – момент перевертання ($M_v = Hh/3$).

Розрахунок на зсув виконують за умовою

$$\Sigma G\mu / H \geq 1.2 , \quad (14.3)$$

де ΣG – сума вертикальних навантажень;

μ – коефіцієнт тертя бетону по ґрунту ($\mu = 0.3 \dots 0.6$ залежно від типу й стану ґрунту).

Армування стіни і опорної плити виконують відповідно до діючих зусиль. Стіна і опорна плита працюють як консолі і сприймають згинальні моменти й поперечні сили.

Підземні канали і тунелі призначені для прокладання різноманітних систем промислового постачання або для переходу людей і транспортування вантажів.

Канали мають внутрішню висоту в чистоті не більше 1500 мм; тунелі завжди виконують прохідними висотою не менше 1800 мм. Покриття каналів і тунелів розташовують нижче поверхні землі не менше ніж на 0.7 м.

Канали і тунелі виконують односекційними або двосекційними, монолітними або збірними з кутових чи просторових блоків (рис.14.6).

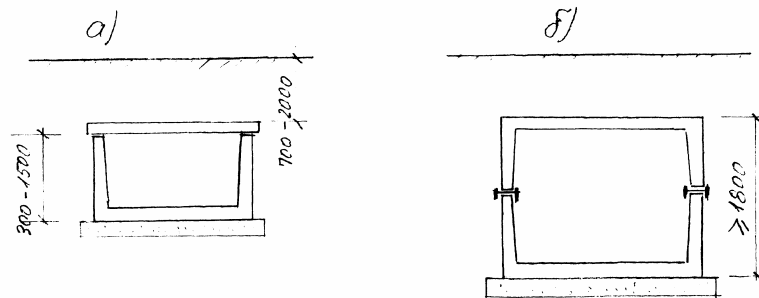


Рис.14.6 – Канал і тунель із лотків і плит:
a – канал односекційний; *б* – тунель односекційний

Розрахунок конструкції тунелю ведуть від тимчасового навантаження автомобільним транспортом. Навантаження приймають від двох колон автомобілів з трьома осями Н-30 (з найбільшим тиском на вісь 120 кН) або від однієї колони автомобілів з двома осями Н-10 (з найбільшим тиском на вісь 95 кН). Від вказаного навантаження, а також від тиску ґрунту виникають зусилля в стінках, днищі й покритті тунелю чи каналу.

Армування елементів виконують залежно від величини діючих зусиль.

Список літератури

- 1.ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия.- К.; Минстрой Украины,2006.
- 2.СНиП 2.03.01-84*.Бетонные и железобетонные конструкции. – М.;Госстрой СССР, 1989.
3. СНиП – II-23-81*. Стальные конструкции. – М.; Госстрой СССР, 1987.
- 4.Т.Н.Цай. Строительные конструкции. – М.; Стройиздат, 1985.
- 5.О.М.Шаповалов. Залізобетонні конструкції.- Харків: ХНАМГ, 2005.

Додаток І

**Розрахункові опори бетону при осьовому стиску та розтягу;
модуль пружності**

Клас бетону за міцністю на стиск	Розрахунковий опір бетону при розрахунку за І групою граничних станів, мПа		Початковий модуль пружності при стиску $E_b \cdot 10^3$, мПа	Примітка
	стиск R_b	розтяг R_{bt}		
B10	6.0	0.57	18.0	Значення модуля пружності подане для важкого бетону
B12.5	7.5	0.66	21.0	
B15	8.5	0.75	23.0	
B20	11.5	0.90	27.0	
B25	14.5	1.05	30.0	
B30	17.0	1.20	32.5	
B35	19.5	1.30	34.5	
B40	22.0	1.40	36.0	

Додаток II

Розрахункові опори й модуль пружності арматури

Клас арматури	Розрахунковий опір арматури при розрахунку за I групою граничних станів, мПа			Модуль пружності $E_s \cdot 10^4$, мПа
	при розтязі		при стиску R_{sc}	
	у поздовжньому напрямку R_s	У поперечному напрямку при розрахунку похилих перерізів R_{sw}		
A240c	225	175	225	21
A300c	280	225	280	21
A400c, Ø6...8 Ø10...40	365	290	365	20
	375	290	375	20
A400c терм. зміцнена	365	290	365	20
A500c, Ø8...22 Ø25...32	450	290	450	19
	435	290	435	19
A600	520	415	450	19
Bp I, Ø3 Ø4 Ø5	375	270	375	17
	370	265	370	17
	360	260	360	17
B II, Ø3 Ø4 Ø5 Ø6 Ø7 Ø8	1240	990	390	20
	1180	940	390	20
	1100	890	390	20
	1050	835	390	20
	980	785	390	20
	915	730	390	20
BP II, Ø3 Ø4 Ø5 Ø6 Ø7 Ø8	1200	970	-	20
	1140	910	-	20
	1050	830	-	20
	980	785	-	20
	915	735	-	20
	850	675	-	20
K-7, Ø6 Ø9 Ø12 Ø15	1200	970	-	18
	1140	910	-	18
	1100	890	-	18
	1080	865	-	18
K-19, Ø14	1180	940	-	18

Додаток III

Сортамент арматурної сталі за ДСТУ 3760-98

Діаметр, мм	Розрахункові площі поперечного перерізу (см ²) при кількості стержнів									Маса 1 пог.м, кг	Сортамент арматури				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240с	A300с	A400с	B-I, B _p -I	BII, B _p II
3	0.071	0.14	0.21	0.28	0.35	0.42	0.49	0.57	0.64	0.055	-	-	-	x	x
4	0.126	0.25	0.38	0.50	0.63	0.76	0.88	1.01	1.13	0.098	-	-	-	x	x
5	0.196	0.39	0.59	0.79	0.98	1.18	1.37	1.57	1.77	0.154	-	-	-	x	x
5.5	0.238	0.48	0.71	0.95	1.19	1.43	1.67	1.90	2.14	0.187	x	-	-	-	-
6	0.283	0.57	0.85	1.13	1.42	1.70	1.98	2.26	2.55	0.222	x	-	x	x	x
7	0.385	0.77	1.15	1.54	1.92	2.31	2.69	3.08	3.46	0.302	-	-	-	-	x
8	0.503	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.53	0.395	x	-	x	x	x
10	0.785	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.5	6.28	7.07	0.617	x	x	x	-	-
12	1.131	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	0.888	x	x	x	-	-
14	1.539	3.08	4.62	6.16	7.69	9.23	10.77	12.31	13.85	1.208	x	x	x	-	-
16	2.011	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	1.578	x	x	x	-	-
18	2.545	5.09	7.63	10.18	12.72	15.27	17.81	20.36	22.9	1.998	x	x	x	-	-
20	3.142	6.28	9.41	12.56	15.71	18.85	21.99	25.14	28.28	2.466	x	x	x	-	-
22	3.801	7.6	11.4	15.2	19.0	22.81	26.61	30.41	34.21	2.984	x	x	x	-	-
25	4.909	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.13	3.853	x	x	x	-	-
28	6.158	12.32	18.47	24.63	30.79	36.95	43.1	49.26	55.42	4.834	x	x	x	-	-
32	8.042	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.3	64.34	72.38	6.313	x	x	x	-	-
36	10.18	20.36	30.54	40.72	50.9	61.08	71.26	81.44	91.62	7.99	x	x	x	-	-
40	12.56	25.12	37.68	50.24	62.8	75.36	87.92	100.48	113.04	9.87	x	x	x	-	-

Додаток IV

Допоміжна таблиця для розрахунку елементів прямокутного перерізу, що згинаються, з одиночною арматурою

$\alpha = x / h_0$	$\mu = 1 - 0.5\alpha$	a_m	$\alpha = x / h_0$	$\mu = 1 - 0.5\alpha$	a_m
0,01	0,995	0,01	0,36	0,82	0,295
0,02	0,99	0,02	0,37	0,815	0,301
0,03	0,985	0,03	0,38	0,81	0,309
0,04	0,98	0,039	0,39	0,805	0,314
0,05	0,975	0,048	0,4	0,8	0,32
0,06	0,97	0,058	0,41	0,795	0,326
0,07	0,965	0,067	0,42	0,79	0,332
0,08	0,96	0,077	0,43	0,785	0,337
0,09	0,955	0,085	0,44	0,78	0,343
0,10	0,95	0,095	0,45	0,775	0,349
0,11	0,945	0,104	0,46	0,77	0,354
0,12	0,94	0,113	0,47	0,765	0,359
0,13	0,935	0,121	0,48	0,76	0,365
0,14	0,93	0,13	0,49	0,755	0,37
0,15	0,925	0,139	0,5	0,75	0,375
0,16	0,92	0,147	0,51	0,745	0,38
0,17	0,915	0,165	0,52	0,74	0,385
0,18	0,91	0,164	0,53	0,735	0,39
0,19	0,905	0,172	0,54	0,73	0,394
0,2	0,9	0,18	0,55	0,725	0,399
0,21	0,895	0,188	0,56	0,72	0,403
0,22	0,89	0,196	0,57	0,715	0,408
0,23	0,885	0,203	0,58	0,71	0,412
0,24	0,88	0,211	0,59	0,705	0,416
0,25	0,875	0,219	0,6	0,7	0,42
0,26	0,87	0,226	0,61	0,695	0,424
0,27	0,865	0,236	0,62	0,69	0,428
0,28	0,86	0,241	0,63	0,685	0,432
0,29	0,855	0,248	0,64	0,68	0,435
0,3	0,85	0,255	0,65 *	0,675	0,439
0,31	0,845	0,262	0,66	0,67	0,442
0,32	0,84	0,269	0,67	0,665	0,446
0,33	0,835	0,275	0,68	0,66	0,449
0,34	0,83	0,282	0,69	0,655	0,452
0,35	0,825	0,289	0,7	0,65	0,455

Навчальне видання

Стоянов Євген Геннадійович

КОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

Конспект лекцій

(для студентів 2-4 курсів денної форми навчання
напрямку підготовки 6.060102 «Архітектура»)

Відповідальний за випуск Г. А. Молодченко

Редактор М. З. Аляб'єв

Коректор З. І. Зайцева

План 2007, поз. 293

Підп. до друку 27.02.2007

Формат 60x84 1/16

Друк на ризографі

Ум. друк. арк. 3.1

Тираж 100 пр.

Зам. №

Видавець і виготовлювач:

Харківська національна академія міського господарства

вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: rectorat@ksame.kharkov.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 731 від 19.12.2001